



**Titre:** Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques

**Auteur:** Clélia Desmettre

**Date:** 2011

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Desmettre, C. (2011). Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/760/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/760/>

**Directeurs de recherche:** Jean-philippe Charron

**Programme:** Génie civil

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DE LA PERMÉABILITÉ DU BÉTON ARMÉ  
SOUS SOLLICITATIONS STATIQUES ET CYCLIQUES

CLÉLIA DESMETTRE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (Ph.D.)  
(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2011

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée:

CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DE LA PERMÉABILITÉ DU BÉTON ARMÉ  
SOUS SOLlicitATIONS STATIQUES ET CYCLIQUES

Présentée par : DESMETTRE Clélia

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. GAGNÉ Richard, Ph.D., membre

M. JOLIN Marc, Ph.D., membre

## DÉDICACE

*À mes parents,*

*À Bruno,*

## REMERCIEMENTS

Cette thèse est l'aboutissement de plusieurs années de travail à l'École Polytechnique de Montréal pendant lesquelles de nombreuses personnes ont contribué à la réalisation de ce projet. Quelque soit l'ampleur de ces contributions, elles ont toutes été importantes à mes yeux et ont permis le bon déroulement du projet.

Je voudrais en tout premier lieu remercier grandement mon directeur de recherche, Jean-Philippe Charron, professeur agrégé au Département des Génies Civil, Géologique et des Mines, pour les connaissances qu'il a su me communiquer, pour ses conseils avisés, sa rigueur, sa disponibilité, son soutien (humain et financier) et sa confiance tout au long du projet. En tout temps, il a su faire de nos rencontres des moments agréables et constructifs.

Je souhaiterais en second lieu remercier toute l'équipe technique du Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal (Cédric Androuet, Patrice Bélanger, Marc Charbonneau, David Ek et Denis Fortier) qui ont fait des journées de travail au laboratoire des moments agréables et sans qui la réalisation de ce projet n'aurait jamais été possible. Un merci particulier à Cédric Androuet pour sa contribution à la réalisation des mélanges de béton, à Patrice Bélanger pour son expertise dans la programmation des procédures d'essais, à Marc Charbonneau pour l'apport de ses connaissances dans le domaine électrique pour l'automatisation du dispositif de perméabilité et à Denis Fortier pour son expérience en usinage et en utilisation de l'outillage. Merci également aux associés de recherche, Viacheslav Koval, Guillaume Cossette et Xavier Willem, pour leur aide dans l'organisation des phases expérimentales de ce projet ainsi qu'à Martin Leclerc pour ses conseils techniques sur les montages expérimentaux. Pour finir, un merci global à chacun d'entre-eux pour leur disponibilité, leur bonne humeur et la transmission de leurs « trucs et astuces » au laboratoire.

Un grand merci également à André Ducharme, technicien au laboratoire de géo ingénierie, pour ses précieux conseils sur les aspects hydrauliques de ce projet ainsi que pour sa disponibilité et le prêt d'équipements. Merci à Étienne Bélanger, technicien au laboratoire d'hydro-environnement pour son aide dans l'usinage de pièces et ses conseils.

Je souhaiterais également remercier tous les professeurs du groupe de recherche en structures qui, à travers la qualité de leurs cours, m'ont communiqué des connaissances à la fois nécessaires à la

bonne réalisation de ce projet et qui me seront également utiles dans le futur. Je les remercie également pour l'unité et l'atmosphère conviviale qu'ils s'affairent à maintenir au sein de ce groupe de recherche et qui rend le travail de tous les jours plus agréable. Merci également à la secrétaire du groupe, Anne-Marie Goulet, pour sa disponibilité, son efficacité dans les tâches administratives et sa bonne humeur.

Je souhaite lancer un immense merci à l'ensemble des étudiants du groupe de recherche en structures avec qui j'ai eu beaucoup de plaisir tout au long de ces années. Ils ont su créer une atmosphère propice au travail tout en maintenant une ambiance détendue et très conviviale. Un merci particulier à Maléna Bastien-Masse, Sébastien Delsol, Matthew Namy et Fabien Lagier pour leur aide au laboratoire. Je souhaite également remercier les stagiaires qui ont contribué à différentes phases de ce projet (Séverine Dupont, Vincent Fardeau, Antoine Benedetti et Clément Tissot Bez).

Merci également à l'équipe de la division Bétons et Composites Cimentaires (BCC) du département matériau de l'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR), en particulier Pierre Rossi et Jean-Louis Tailhan, pour leurs apports scientifiques, pour les échanges constructifs ainsi que pour leurs conseils avisés lors des différentes phases du projet. Merci également au professeur Richard Gagné de l'université de Sherbrooke pour les discussions intéressantes que nous avons eues ensemble sur le projet et pour l'utilisation de leur microscope électronique à balayage. Un merci particulier à David Harbec pour sa disponibilité et son aide lors de l'utilisation du microscope.

Je tiens aussi à remercier le fonds de recherche du Québec – Nature et technologies (FQRNT) pour le financement de ce projet ainsi que les compagnies Sika© et Holcim© pour les dons matériels.

Pour finir, un gros merci à tous mes amis pour leurs encouragements et pour leur rôle dans le bon équilibre de vie gardé tout au long de cette thèse, ce qui a contribué au maintien d'une grande motivation du début à la fin de ce projet. Je tiens également à dire un immense merci à ma famille qui m'a toujours soutenue dans mes choix personnels, y compris mes choix d'études. Un énorme merci également à mon mari, Bruno, pour son soutien constant, pour sa patience et sa compréhension tout au long de mon doctorat. Son amour et ses encouragements m'ont permis de passer de belles années de doctorat... Merci à tous !

## RÉSUMÉ

Les structures en béton armé en service sont soumises en permanence à des efforts extérieurs et sont généralement multi fissurées. La présence de fissures, notamment dans le béton d'enrobage des barres d'armatures, favorise la pénétration d'agents agressifs extérieurs véhiculés par l'eau ou l'air au sein du béton et accélère ainsi la détérioration de la structure. À l'inverse, l'autocicatrisation des fissures en présence d'eau ainsi que l'inclusion de fibres dans le béton peuvent améliorer la durabilité de la structure. Afin de pouvoir estimer de manière adéquate la durée de vie des infrastructures pour une meilleure gestion de celles-ci, il est important d'avoir une bonne compréhension des phénomènes de transport qui ont lieu au sein d'une structure réelle lorsque celle-ci subit différents modes de chargement (statique, constant, cyclique). Étudier l'effet de l'ajout de fibres sur la durabilité des structures, selon le chargement subi, est également essentiel afin de tendre vers des critères de dimensionnement en service adaptés à ces bétons. Sans l'existence de tels critères, le potentiel de ces bétons sur le plan de la durabilité ne peut être exploité à sa juste valeur.

Ce projet de recherche vise alors à étudier l'impact d'un chargement en traction sur la perméabilité à l'eau d'un élément en béton armé, représentant une barre d'armature avec le béton d'enrobage sollicité en traction dans une structure. Il a également pour but d'évaluer l'effet de l'inclusion de fibres dans le béton sur la durabilité, en étudiant trois gammes de bétons distinctes, un béton ordinaire (BO), un béton renforcé de fibre (BRF) et un béton fibré à ultra-haute performance (BFUP).

Afin de répondre aux objectifs visés, un dispositif de perméabilité innovant permettant de mesurer la perméabilité à l'eau de tirants simultanément à leur chargement en traction a été développé. Suite à une première phase expérimentale de validation du dispositif, il a été utilisé pour mesurer la perméabilité des différents bétons à l'étude (BO, BRF et BFUP) sous différents modes de chargement réalistes (statique, constant et cyclique). Ces différentes phases expérimentales étaient systématiquement accompagnées d'essais mécaniques complémentaires menés sans écoulement d'eau. Pour ces essais, les tirants étaient instrumentés de manière à caractériser leur état de fissuration sous des modes de chargement identiques à ceux effectués lors des essais de perméabilité. Les résultats de perméabilité ont ainsi pu être corrélés aux états de fissuration correspondants.

Les différentes campagnes d'essais ont tout d'abord montré que la perméabilité des tirants est très peu affectée lors de la phase linéaire d'un chargement statique ainsi qu'en présence de microfissures. Cependant la formation de macrofissures a un impact majeur sur la perméabilité. Dès l'apparition de

la première macrofissure, la perméabilité augmente de manière significative. Néanmoins, le maintien d'un chargement constant permet une diminution de la perméabilité et donc un regain de durabilité. Ceci est possible grâce à la cicatrisation des fissures. L'observation au microscope électronique à balayage (MEB) des surfaces cicatrisées lors des essais de perméabilité sous sollicitation constante a permis d'identifier la formation de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) comme la principale cause à l'origine de la cicatrisation dans ce projet, pour les BO et les BRF. Les résultats d'essais de perméabilité effectués simultanément à un chargement cyclique ont également permis de répondre à une interrogation, jusque là sans réponse, en montrant que la cicatrisation des fissures a également lieu en présence de cycles rapides, ainsi que pour des cycles plus lents. Cependant son effet positif sur la perméabilité est en compétition avec une augmentation de perméabilité résultant de la propagation des fissures au cours des cycles. L'importance relative de l'un ou l'autre de ces deux phénomènes (cicatrisation/propagation des fissures) dépend du type de béton étudié. Pour le BO, cette compétition résulte en un bilan relativement nul et la perméabilité sous chargement cyclique reste globalement constante.

Les résultats obtenus dans cette thèse mettent également en évidence le comportement mécanique accru (plus grande rigidité à l'état fissuré et plus grande capacité portante) ainsi que la durabilité améliorée par l'ajout de fibres dans le béton. Ce gain de durabilité est présent aussi bien sous sollicitation statique que constante et cyclique. Sous sollicitation statique, à même niveau de contrainte dans l'armature, les tirants de BRF et de BFUP présentent des perméabilités plus faibles que le BO. Sous chargement constant, le BRF cicatrise plus rapidement que le BO. Pour finir, la cicatrisation du BRF n'est pas ralentie en présence d'un chargement cyclique, contrairement au BO. Cette durabilité prolongée des bétons fibrés est principalement associée à l'effet des fibres sur le développement des fissures. En effet, les fibres retardent l'initiation et la propagation des fissures, que ce soit sous chargement statique ou cyclique. Le patron de fissuration des bétons fibrés est en conséquent plus fin que celui du BO.

Finalement, les résultats obtenus dans cette thèse initient une démarche pour tendre vers la proposition de critères de dimensionnement en service pour les bétons fibrés afin de pouvoir les utiliser pour la conception de structures durables. Une méthodologie pour la détermination de tels critères est proposée dans cette thèse.



## ABSTRACT

Reinforced concrete structures are continuously submitted to external loading and are randomly cracked at serviceability. Presence of cracks into the concrete, especially in the concrete cover of reinforcing bars, increases the penetration of aggressive agents through water or air movements into the concrete and thus accelerates the deterioration of the structure. On the opposite, self-healing of cracks in presence of water and inclusion of fibers in the concrete matrix enhance the durability of the structure. To adequately estimate the lifetime of infrastructures and to better manage them, a good knowledge of the transport properties which occur in a real structure submitted to different loading conditions (static, constant and cyclic) is essential. Studying the effect of the fibers on the durability of the structures, depending of the loading applied on them, is also necessary to move towards elaboration of design criteria at serviceability for fiber reinforced concrete structures. Without the availability of such design criteria, the potential of these concretes in terms of durability cannot be fully used.

This research project aims to study the impact of tensile loading on the water permeability of a reinforced concrete element which consists of a steel reinforcing bar and the surrounding concrete submitted to tensile loads in a reinforced concrete structure. It also aims to investigate the effect of the inclusion of fibers on durability in studying three different kinds of concrete, a normal strength concrete (NSC), a fiber reinforced concrete (FRC) and a ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC).

To achieve these objectives, an innovative water permeability device allowing permeability measurement on tie-specimens simultaneously to their tensile loading has been developed. After a first experimental phase of validation of this device, it was used to evaluate the permeability of the studied concretes (NSC, FRC and UHPFRC) under different realistic loading conditions (static, constant and cyclic). During these experimental phases, complementary mechanical tests without water flow through the tie-specimens were systematically performed. For these specific tests, the tie-specimens were instrumented in order to characterize their cracked state under the same loading conditions than those applied during the permeability tests. The results obtained from the permeability tests could thus be correlated with the corresponding cracked states.

The experimental campaigns firstly showed that the permeability of the tie-specimens is not significantly affected during the linear phase of the static tensile loading as well as in presence of

microcracks. However, the formation of macrocracks has a major impact on permeability. As soon as a first macrocrack localizes, the permeability drastically increases. Nevertheless, maintaining a constant loading results in a decrease of the permeability and thus in a recovering of durability, due to self-healing of cracks. Observations under a scanning electron microscope (SEM) of the cracks which healed during the water permeability tests under constant loading allowed the identification of formation of calcium carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ) as the main phenomenon at the origin of self-healing in this project, for the NSC and FRC. The results of the permeability tests performed simultaneously to cyclic loading also allowed to answer an unanswered question by showing that self-healing of cracks also occurs under rapid cyclic loading, as well as under slower cycles. However, its positive effect on the permeability is in competition with an increase in permeability due to propagation of the cracks during the application of the cycles. The relative importance of these opposite phenomena (self-healing and evolution in the crack pattern) depends on the studied concrete. For the NSC tie-specimens, the previous competition results in a zero balance and the permeability under the cyclic loading applied in this study remains on the whole constant.

The results obtained in this thesis also demonstrate the improved mechanical behaviour (higher stiffness in the cracked state and higher load-carrying capacity) and the enhancement in durability brought by the addition of fibers in the concrete. This better durability is visible under static, constant and cyclic loadings. Under static loading, at a fixed stress level in the rebar, the FRC and UHPFRC tie-specimens are less permeable than the NSC one. Under constant loading, self-healing is faster for the FRC than for the NSC tie-specimens. Finally, self-healing of the FRC tie-specimens is not slowed down under cyclic loading, unlike the NSC specimens. The extended durability of fiber reinforced concrete is mainly associated with the effect of the fibers in the cracks development. Indeed, fibers delay the initiation and propagation of the cracks, under static loading as well as under cyclic loading. The crack pattern of fiber reinforced concrete is therefore thinner than that found in NSC.

Finally, the results obtained in this thesis initiate a procedure to move towards elaboration of design criteria at serviceability for fiber reinforced concrete which could be used for the design of sustainable structures. A methodology for the determination of such criteria is proposed in this thesis.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT .....	VIII
TABLE DES MATIÈRES .....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XVI
LISTE DES FIGURES.....	XVIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXIV
LISTE DES ANNEXES.....	XXV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités et problématiques .....	1
1.2 Définition du sujet de recherche et objectifs.....	5
1.2.1 Conception du dispositif de perméabilité à l'eau .....	6
1.2.2 Étude de la perméabilité sous un chargement statique.....	8
1.2.3 Étude de la capacité de cicatrisation sous un chargement constant .....	9
1.2.4 Étude de la capacité de cicatrisation sous un chargement cyclique .....	9
1.3 Portée.....	10
1.4 Contributions originales .....	10
1.5 Contenu de la thèse .....	12
CHAPITRE 2 INFILTRATION À TRAVERS UN BÉTON NON FISSURÉ .....	14
2.1 Infiltration à travers la porosité du béton .....	14
2.2 Paramètres influençant la perméabilité du béton non fissuré.....	17
2.2.1 Influence du rapport eau/ciment (E/C) et la période de cure .....	17

2.2.2	L'influence des granulats .....	19
2.2.3	Le degré de saturation .....	21
2.2.4	L'influence des ajouts minéraux .....	22
CHAPITRE 3 INFILTRATION À TRAVERS UN BÉTON FISSURÉ .....		26
3.1	Perméabilité des bétons sollicités en compression.....	27
3.2	Perméabilité des bétons sollicités en traction.....	29
3.2.1	Bétons non renforcés .....	29
3.2.2	Bétons renforcés de fibres .....	35
3.2.3	Bétons armés .....	41
CHAPITRE 4 LE PHÉNOMÈNE DE CICATRISATION DANS LE BÉTON .....		45
4.1	Qu'est-ce que la cicatrisation ? .....	45
4.1.1	Vocabulaire dans la littérature.....	45
4.1.2	Phénomènes en jeu dans le processus de cicatrisation autogène .....	47
4.1.3	Étude de la cicatrisation : différentes approches .....	50
4.2	Paramètres influençant le processus de cicatrisation .....	52
4.2.1	Influence de l'ouverture de fissure et de sa longueur.....	52
4.2.2	Influence des propriétés de l'eau (pH, $T$ , $p_{CO_2}$ ).....	59
4.2.3	Influence du taux d'humidité .....	64
4.2.4	Influence de l'âge du béton et du rapport eau/ciment (E/C) .....	66
4.2.5	Influence de la présence de fibres et du type de fibres.....	66
4.3	La cinétique de cicatrisation pour les fissures dormantes .....	67
4.4	L'effet de la cicatrisation sur le comportement mécanique .....	70
4.4.1	Gain des propriétés mécaniques après avoir subi des cycles de gel-dégel .....	71
4.4.2	Gain des propriétés mécaniques après un endommagement par flexion .....	72

4.4.3	Gain des propriétés mécaniques après un endommagement en traction .....	74
4.4.4	Gain des propriétés mécaniques après un endommagement en compression .....	75
4.5	Innovation : développement de bétons cicatrisants .....	76
4.6	Conclusion.....	80
CHAPITRE 5 DESCRIPTION DES TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX.....		83
5.1	Appareil d'essai développé .....	83
5.1.1	Géométrie du spécimen .....	83
5.1.2	Dispositif de chargement.....	85
5.1.3	Dispositif de perméabilité .....	88
5.2	Programme expérimental de la thèse .....	93
CHAPITRE 6 ARTICLE 1: NOVEL WATER PERMEABILITY DEVICE FOR REINFORCED CONCRETE UNDER LOAD.....		95
6.1	Abstract .....	96
6.2	Introduction .....	97
6.3	Experimental device.....	98
6.3.1	Concept of the water permeability device.....	98
6.3.2	Specimen and loading system .....	98
6.3.3	Permeability system .....	100
6.3.4	Characterization of cracking .....	102
6.4	Experimental program.....	103
6.5	Results .....	104
6.5.1	Tensile tests .....	104
6.5.2	Permeability tests .....	106
6.6	Discussion .....	109
6.6.1	Tensile tests .....	109

6.6.2	Permeability tests .....	110
6.6.3	Practical application of experimental results .....	112
6.7	Conclusion.....	113
6.8	Acknowledgments.....	114
6.9	References .....	115
CHAPITRE 7 ARTICLE 2: WATER PERMEABILITY OF REINFORCED CONCRETE WITH AND WITHOUT FIBER SUBJECTED TO STATIC AND CONSTANT TENSILE LOADING .....		118
7.1	Abstract .....	119
7.2	Introduction .....	120
7.3	Methodology .....	121
7.3.1	Experimental program.....	121
7.3.2	Measuring devices.....	122
7.3.3	Statistical analysis .....	125
7.4	Results .....	126
7.4.1	Mechanical and permeability measurements under static loading.....	126
7.4.2	Mechanical and permeability measurements under constant loading.....	129
7.5	Discussion .....	132
7.5.1	Mechanical and permeability measurements under static loading.....	132
7.5.2	Mechanical and permeability measurements under constant loading in displacement.....	133
7.6	Conclusion.....	134
7.7	Acknowledgement.....	135
7.8	References .....	136

CHAPITRE 8	ARTICLE 3: WATER PERMEABILITY OF REINFORCED CONCRETE SUBJECTED TO CYCLIC TENSILE LOADING .....	139
8.1	Abstract .....	140
8.2	Introduction .....	141
8.3	Research significance .....	143
8.4	Methodology .....	143
8.4.1	Experimental program .....	143
8.4.2	Experimental devices .....	144
8.5	Results .....	148
8.5.1	Mechanical tests .....	148
8.5.2	Permeability tests .....	152
8.6	Discussion .....	154
8.6.1	Loading procedure .....	154
8.6.2	Mechanical behavior .....	154
8.6.3	Permeability behavior .....	155
8.7	Conclusions .....	157
8.8	Acknowledgements .....	157
8.9	References .....	158
CHAPITRE 9	COMPLÉMENTS MÉTHODOLOGIQUES .....	161
9.1	Détermination du coefficient de perméabilité, $K_w$ .....	161
9.1.1	Section d'écoulement considérée pour le calcul de $K_w$ .....	162
9.1.2	Détermination de $K_w$ à l'état non fissuré .....	162
9.1.3	Détermination de $K_w$ à l'état fissuré .....	165
9.2	Caractérisation de la fissuration par corrélation d'images .....	168
9.3	Estimation de la cicatrisation sous chargement constant .....	172

9.4	Méthodologie pour la détermination de critères de dimensionnement en service .....	178
CHAPITRE 10	DISCUSSION GÉNÉRALE .....	185
10.1	Impact d'un chargement statique, constant ou cyclique sur la perméabilité.....	185
10.2	Gain de durabilité apporté par l'inclusion de fibres dans le béton.....	189
CHAPITRE 11	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....	191
11.1	Conclusions .....	191
11.1.1	Conception et validation du dispositif de perméabilité à l'eau .....	191
11.1.2	Étude de la perméabilité sous chargement statique.....	192
11.1.3	Étude de la capacité de cicatrisation sous chargement constant .....	193
11.1.4	Étude de la capacité de cicatrisation sous chargement cyclique .....	193
11.2	Recommandations .....	194
11.2.1	Recommandations techniques .....	195
11.2.2	Recommandations scientifiques .....	196
LISTE DE RÉFÉRENCES.....		200
ANNEXES .....		210



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Diminution de la perméabilité en fonction de l'âge (Ollivier et al., 1995) .....	18
Tableau 3.1 : Phases d'évolution de la perméabilité de spécimens de bétons sollicités en compression.....	28
Tableau 3.2 : Valeurs de $\zeta$ pour différentes études de perméabilité.....	32
Tableau 3.3 : États limites de service pour BFUP renforcé avec des barres d'aciers et sollicité par un chargement quasi-statique (Charron et al., 2007).....	40
Tableau 4.1 : Vocabulaire employé dans Igarashi et al. (2009) pour désigner les différents phénomènes de cicatrisation/réparation (self-healing/repairing) .....	47
Tableau 4.2 : Vocabulaire employé dans Schlangen et Joseph (2009) pour désigner les différents phénomènes de cicatrisation/réparation .....	47
Tableau 4.3 : Ouvertures des fissures à l'étude dans différentes références .....	53
Tableau 4.4 : Données thermodynamiques ( $T = 298,15$ K et $p^\circ = 1$ atm) des différents composés en jeu dans la réaction de formation de la calcite pour un $\text{pH} > 8$ .....	60
Tableau 4.5 : Variation de $K_s$ entre 0 et 25°C, pour une pression $p^0$ fixée .....	60
Tableau 5.1 : Composition des différents bétons à l'étude .....	94
Tableau 5.2 : Programme expérimental .....	94
Table 6.1 : Experimental program.....	104
Table 6.2 : Composition of the NSC .....	104

Table 6.3 : Average force, $F_{mean}$ and maximum crack opening, $w_{max}$ , at different average stress level in the reinforcing bar .....	106
Table 7.1: Composition of the NSC and FRC.....	122
Table 7.2: Mechanical properties of the NSC and FRC measured at 28 days .....	122
Table 7.3: Parameters for the determination of an interval of confidence of 90 % .....	126
Table 7.4: Reloading needed to reach the initial coefficient $K_{wi}$ .....	131
Table 8.1: Composition of the NSC and FRC.....	144
Table 8.2: Cyclic loading parameters for the NSC .....	151
Table 8.3: Cyclic loading parameters for the FRC.....	151
Tableau 9.1 : Valeurs de $K_w$ du béton non fissuré pour différentes études .....	163
Tableau 9.2 : Variation d'ouverture de fissures et du débit, correspondant aux points de mesures repérés à la Figure 9.8 .....	172
Tableau 9.3 : Équations des courbes de tendance de la Figure 9.11b .....	174
Tableau 9.4 : Ouverture de fissure limite en service dans différents codes de construction .....	181
Tableau 9.5 : Contrainte admissible en service pour les différents bétons à l'étude, pour une armature N°10 .....	183

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Organisation schématique de la thèse.....	13
Figure 2.1 : Schématisation de l'emplacement des pores (Charron, 2006).....	15
Figure 2.2 : Influence de la connectivité des pores sur la perméabilité du béton (modifiée de Gagné (2011a)).....	17
Figure 2.3 : Influence de la porosité capillaire sur la perméabilité .....	18
Figure 2.4 : Perméabilité d'un béton en fonction de la durée de cure (Whiting, 1988).....	19
Figure 2.5 : Perméabilité à l'eau du béton en fonction de E/C et $f'c$ (Gagné, 2011b) .....	22
Figure 2.6 : Perméabilité à l'oxygène versus la résistance (Khan & Lynsdale, 2001) .....	23
Figure 2.7 : Perméabilité à l'oxygène ( $\times 10^{-16} \text{ m}^2$ ) d'un béton à E/C = 0.27 pour différents âges (Khan, 2003) .....	24
Figure 3.1 : Grandes étapes du processus de fissuration d'un spécimen de béton sollicité en traction uniaxiale (Ismail 2006) .....	29
Figure 3.2 : Comportement du béton sollicité en traction (Mivelaz, 1996) .....	30
Figure 3.3 : Écoulement de l'eau à travers le béton en fonction de l'importance de l'ouverture des fissures (COD) (Wang et al., 1997) .....	31
Figure 3.4 : Développement des fissures et de leur ouverture sous l'effet d'une contrainte de traction (Wang et al., 1997).....	33
Figure 3.5 : Dispositif BIPÉDE pour l'essai de perméabilité (Gérard, 1996) .....	34
Figure 3.6 : Évolution du coefficient de perméabilité à l'eau en fonction de la déformation (Gérard, 1996) .....	35
Figure 3.7 : Débit d'eau à travers un mortier avec plusieurs types de fibrage (Lawler et al., 2002) .....	38

Figure 3.8 : Évolution des fissures et des débits avec des microfibrilles, des macrofibrilles ou des fibres hybrides (Lawler et al., 2002) .....	39
Figure 3.9 : Coefficient de perméabilité en fonction de la déformation du spécimen (Charron et al., 2008) .....	41
Figure 3.10 : Réduction de l'ouverture de fissure près de la barre d'armature .....	42
Figure 3.11: Évolution du coefficient de perméabilité à l'air (Ujike et al., 1990) .....	43
Figure 3.12 : Specimen de l'étude de Ujike et al. (1990) pour des essais de perméabilité à l'air sous sollicitation .....	43
Figure 3.13 : Schéma représentatif des fissures principales et secondaires .....	44
Figure 4.1 : Phénomènes à l'origine de la diminution de l'écoulement d'eau dans le béton (modifiée de Breugel et Guang (2005)) .....	48
Figure 4.2: Évolution du débit relatif en fonction du temps pour des fissures d'ouvertures $w = 0.05 \text{ mm}$ , $0.1$ et $0.15 \text{ mm}$ (Reinhardt & Jooss, 2003) .....	53
Figure 4.3 : Évolution de la cicatrization de 3 bétons dans le temps (Argouges & Gagné, 2009)....	54
Figure 4.4 : Temps nécessaire pour la cicatrization complète des fissures en fonction de leur ouverture pour 2 gradients hydrauliques (Nanayakkara, 2003) .....	56
Figure 4.5 : Recouvrance de la fréquence de résonance après cicatrization sous cycles de mouillage-séchage, pour différentes ouvertures de fissures (Yang et al., 2009) .....	58
Figure 4.6 : Évolution du débit relatif en fonction du temps pour une fissure de $0.05 \text{ mm}$ , à des températures de $20$ , $50$ et $80 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (Reinhardt & Jooss, 2003).....	61
Figure 4.7 : Débit d'eau après 2 ans de cicatrization pour différents pH et pour des ouvertures de fissures de $0.2$ , $0.3$ et $0.4 \text{ mm}$ (Ramm & Biscop, 1995) .....	63
Figure 4.8 : Phénomènes de croissance de la calcite (Edvardsen, 1999) .....	69
Figure 4.9 : Fractographie par microscope électronique à balayage ( $\times 10000$ ) (Granger et al., 2006) .....	71

Figure 4.10 : Comportement mécanique des spécimens au rechargement après conservation à l'air ou à l'eau pendant 20 semaines (Granger et al., 2007).....	73
Figure 4.11 : Comportement mécanique des spécimens au rechargement, après différentes durées de conservation dans l'eau (d'après Granger et al. (2007)).....	73
Figure 5.1 : Vue d'ensemble du spécimen en coupe longitudinale centrée .....	83
Figure 5.2 : Pièces d'acier positionnées dans le moule avant la coulée.....	84
Figure 5.3 : Schéma 3D des pièces de transfert de l'effort .....	84
Figure 5.4 : Conservation des spécimens dans l'eau saturée en chaux jusqu'à l'essai .....	85
Figure 5.5 : Ajout des pièces sur le tirant pour l'ancrage dans la presse .....	85
Figure 5.6 : Configuration des essais de caractérisation de la fissuration.....	87
Figure 5.7 : Configuration des essais de perméabilité .....	87
Figure 5.8 : Cellule de perméabilité .....	88
Figure 5.9 : Préparation du spécimen pour les essais de perméabilité.....	89
Figure 5.10 : Branchement du système hydraulique sur la cellule de perméabilité.....	89
Figure 5.11 : Principe de fonctionnement du dispositif de perméabilité automatisé .....	90
Figure 5.12 : Le dispositif de perméabilité automatisé (vue de face) .....	91
Figure 5.13 : Photo des 3 tailles de cylindres (vue du côté du dispositif).....	91
Figure 5.14 : Contrôle et alimentation des valves.....	93
Figure 6.1 : Representativeness of the tie-specimen in a reinforced concrete beam .....	99
Figure 6.2 : Instrumentation installed on the tie-specimen .....	100
Figure 6.3 : Water permeability device installed in the universal testing machine .....	101
Figure 6.4 : Typical results for a tensile test on a NSC tie-specimen .....	105
Figure 6.5 : Tensile behaviour of NSC tie-specimens .....	105

Figure 6.6 : Input and output permeability measurement .....	107
Figure 6.7 : Repeatability of permeability results .....	108
Figure 6.8 : Influence of pressure on permeability results .....	108
Figure 6.9 : Influence of loading conditions on permeability results.....	109
Figure 6.10 : Permeability versus stress in rebar and maximum crack opening .....	113
Figure 7.1: Instrumentation of the tie specimen.....	124
Figure 7.2: Water permeability device installed on the universal testing machine.....	125
Figure 7.3: Typical tensile behaviour of the NSC and FRC tie specimens under static loading.....	127
Figure 7.4: Variability of the tensile behaviour of the NSC and FRC tie specimens under static loading .....	128
Figure 7.5: Water permeability coefficient versus the stress in reinforcement in the NSC .....	128
Figure 7.6: Permeability under static loading for the NSC and FRC.....	129
Figure 7.7: Crack opening evolution under constant loading .....	130
Figure 7.8: Permeability under constant loading for the NSC and FRC .....	130
Figure 7.9: Impact of reloading on permeability.....	131
Figure 7.10: Characterization of products formed in cracks .....	134
Figure 8.1: Instrumentation installed on the tie-specimen .....	146
Figure 8.2: Water permeability device installed in the universal testing machine .....	146
Figure 8.3: Schematization of the loading procedure applied to the tie specimens .....	147
Figure 8.4: Tensile behavior of the NSC during the complete loading procedure.....	149
Figure 8.5: Tensile behavior of the FRC during the complete loading procedure.....	149
Figure 8.6: Tensile behavior of the NSC during constant and cyclic loading .....	150

Figure 8.7: Tensile behavior of the FRC during constant and cyclic loading.....	150
Figure 8.8: Evolution of permeability under cyclic loading .....	152
Figure 8.9: Evolution of the relative permeability coefficient under cyclic and constant loading.....	153
Figure 8.10: Impact of cyclic loading when Phases 2 and 3 are inverted for an NSC tie specimen .....	153
Figure 9.1 : Aire effective pour l'écoulement d'eau, $A_e$ .....	162
Figure 9.2 : Évolution de $K_{w\text{ entrée}}$ et $K_{w\text{ sortie}}$ dans le temps pour un tirant en BO .....	164
Figure 9.3 : Évolution de $K_w$ dans le temps, lorsque que $K_{w\text{ entrée}} = K_{w\text{ sortie}}$ .....	165
Figure 9.4 : Influence du gradient de pression sur les résultats de perméabilité.....	168
Figure 9.5 : Positionnement de Pigages consécutifs .....	169
Figure 9.6 : Caractérisation de la fissuration par corrélation d'image .....	170
Figure 9.7 : Caractérisation de la fissuration par analyse d'images.....	170
Figure 9.8 : Positions (trait noir) de la mesure de l'ouverture de fissure par corrélation d'image.....	171
Figure 9.9 : Profil de la fissure étudiée .....	172
Figure 9.10 : Évolution de la perméabilité sous chargement constant pour un BO et un BRF ayant la même perméabilité initiale .....	173
Figure 9.11 : Évolution de la perméabilité sous chargement constant à différents niveaux de perméabilité initiale.....	174
Figure 9.12 : Corrélation entre $K_i$ et les paramètres $a$ et $b$ de l'équation $y = a - b \cdot \log(t)$ .....	175
Figure 9.13 : Évolution moyenne de la perméabilité sous chargement statique .....	176
Figure 9.14 : Estimation de l'évolution du coefficient de perméabilité sous différents niveaux de contrainte constante .....	177
Figure 9.15 : Estimation de l'évolution du coefficient de perméabilité relatif sous différents niveaux de contrainte constante .....	177

Figure 9.16 : Capacité de cicatrisation pour le BO et le BRF à 200 MPa et 250 MPa .....	178
Figure 9.17 : Évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature .....	179
Figure 9.18 : Détermination des niveaux de perméabilité critiques pour le BO .....	182
Figure 9.19 : Détermination des contraintes admissibles pour les bétons à l'étude.....	182



## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Institut américain du béton)
BFUP	Béton fibré à ultra haute performance
BHP	Béton haute performance
BO	Béton ordinaire
BRF	Béton renforcé de fibres
BUP	Béton ultra-performant
$\text{Ca}^{2+}$	Ion calcium
$\text{CaCO}_3$	Carbonate de calcium (calcite)
$\text{Ca(OH)}_2$	Hydroxyde de calcium (portlandite)
$\text{CO}_2$	Dioxyde de carbone
$\text{CO}_3^{2-}$	Ion carbonate
CSH	Hydrates de silicates de calcium
E/C	Rapport Eau/Ciment
$f'_c$	Résistance à la compression
$F_y$	Limite élastique de l'acier
$g$	Accélération de la pesanteur, en $\text{m/s}^2$
$\text{HCO}_3^-$	Ion bicarbonate
HR	Humidité relative
$k$	Perméabilité du matériau
$K$	Coefficient de perméabilité
$K_w$	Coefficient de perméabilité à l'eau
LVDT	<i>Linear variable displacement transducer</i> (capteur de déplacement linéaire)
MPa	Mégapascal
nm	nanomètre
$\text{OH}^-$	Ion hydroxyde
Pa	Pascal
PVA	<i>Polyvinyl acetate</i> (acétate de polyvinyle)
$Q$	Débit, en $\text{m}^3/\text{s}$
$\mu\text{m}$	micromètre
UPV	Ultra Pulse Velocity
$w$	Ouverture de fissure

## LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Démonstration de la loi d'écoulement de poiseuille entre deux plans parallèles....	211
Annexe 2 : Influence de la température sur la formation de calcite.....	214
Annexe 3 : Influence de la pression sur la formation de calcite.....	217

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Généralités et problématiques

De nombreuses structures en béton armé montrent des problèmes de durabilité (corrosion des aciers d'armatures, attaques chimiques, par les chlorures et les sulfates, détériorations dues à des cycles de gel-dégel, réactions alcali-granulats, carbonatation) avant d'avoir atteint leur durée de vie prévue. La grande majorité de ces détériorations précoces retrouvées dans les structures sont dues à la pénétration d'eau, d'air et d'agents agressifs au sein du béton et sont donc étroitement liées aux propriétés de transport du béton. Un des principaux signes d'endommagement précoce des structures en béton armé est la corrosion des armatures. Ce phénomène électrochimique peut résulter de la pénétration de chlorures au sein du béton. La corrosion des armatures peut ensuite amener de la fissuration dans le béton, une perte d'adhérence acier/béton ainsi qu'une perte de section des armatures, ce qui amène une diminution de la capacité portante des structures touchées par la corrosion des armatures. Tous les processus de détériorations décrits précédemment impliquent des coûts considérables de réparation, mais également des coûts sociaux non négligeables associés aux travaux de réhabilitation.

Trois modes de transport, gouvernés par différents mécanismes physiques et/ou chimiques peuvent avoir lieu dans les structures : diffusion (pénétration d'agents agressifs sous l'effet d'un gradient de concentration), perméabilité (écoulement d'un fluide sous l'effet d'un gradient de pression), succion capillaire (attraction d'un fluide dû à des effets capillaires). Un transport d'ions agressifs au sein du béton par diffusion va typiquement avoir lieu pour des structures exposées à un environnement sévère (ions chlorures, sulfates, etc), pour lesquelles la concentration de ions agressifs est plus importante à l'extérieur qu'à l'intérieur de la structure. Le transport par perméabilité sera prédominant pour des structures soumises à de forts gradients de pression (structures devant contenir des fluides : réservoirs, barrages, enceinte de confinement de centrales nucléaires, structures immergées, etc.), mais peut aussi éventuellement avoir lieu sous l'effet de gradients de pression bien plus faibles pour d'autres éléments de structures (poutres, dalles, murs, etc.). Le transport par succion capillaire aura lieu lorsqu'une structure est soumise à des cycles de mouillage-séchage. Dépendamment des structures considérées, ces trois modes de transport

peuvent avoir lieu simultanément, mais souvent avec la prédominance de l'un des modes par rapport aux deux autres.

De nombreux paramètres peuvent modifier les propriétés de transport dans les structures en béton armé : le type de béton, l'épaisseur de recouvrement, le type d'armature, les efforts extérieurs, la présence de fissuration et la capacité d'autocicatrisation. Les fissures formées au sein du béton représentent des chemins privilégiés pour les fluides et les agents agressifs. Les fissures peuvent alors modifier de manière significative les propriétés de transport dans les structures et accélérer le taux de détérioration chimique du béton ou encore la cinétique de corrosion des armatures (Gérard et al., 1998). Les fissures présentes dans le béton de recouvrement peuvent être particulièrement préjudiciables pour la durabilité de la structure puisqu'elles forment un chemin direct vers les armatures. A l'opposé, l'autocicatrisation sera un phénomène favorable à la durabilité en permettant un colmatage partiel ou total des fissures, diminuant ainsi l'infiltration des fluides et des agents agressifs dans le béton. Ce phénomène peut être causé par plusieurs mécanismes physico-chimiques qui ont lieu au sein des fissures (formation de carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$  (Clear, 1985; Homma et al., 2009; Lauer & Slate, 1956; Li & Yang, 2007; Loving, 1936), hydratation du ciment anhydre (Li & Li, 2011; Schlangen et al., 2006; Zhong & Yao, 2008), blocage de la pénétration d'eau dû à la présence d'impuretés ou de particules de béton). Le phénomène principal expliquant l'autocicatrisation de bétons mûrs semble être la formation de  $\text{CaCO}_3$  (Hearn, 1998; Li & Yang, 2007; Neville, 2002).

Les recherches sur l'influence de la fissuration sur les propriétés de transport dans le béton ont pendant de nombreuses années essentiellement porté sur le transport par perméabilité. Des considérations théoriques ainsi que des études expérimentales de perméabilité réalisées sur des spécimens de béton fissurés montrent que la perméabilité est fortement influencée par la présence de fissures (augmentation proportionnelle au cube de l'ouverture de fissure). Les fissures présentes au sein d'une structure peuvent ainsi augmenter la perméabilité de 10 à 10 000 fois (Gérard et al., 1998). L'impact de la fissuration sur les processus de diffusion a été moins étudié, mais fait l'objet de plus en plus de recherches. Les résultats de ces études n'ont pas toujours été unanimes. Cependant, dans tous les cas l'impact de la fissuration sur la diffusion semble plus limité que sur la perméabilité. Gérard et al. (Gérard et al., 1997) concluent que la diffusion est proportionnelle à l'ouverture de fissure et indiquent que la diffusion augmente de 1 à 10 fois en présence de fissures (Gérard et al., 1998).

Étant donné l'impact que peut avoir la fissuration sur les mécanismes de transport au sein d'une structure en béton armé, et donc sur sa durabilité, il est important de bien comprendre comment évoluent les propriétés de transport dans les structures selon leur niveau d'endommagement. Ceci permettra d'identifier des niveaux d'endommagement critiques à ne pas dépasser, selon la sévérité de l'exposition environnementale d'une structure, afin de garantir une bonne durabilité.

Ne possédant pas de critères de durabilité permettant de considérer l'ensemble des modes de transport ayant lieu sur une structure réelle, il faut faire un choix sur le mode de transport à étudier. La perméabilité est très fréquemment utilisée dans la littérature comme critère de durabilité du béton. Étant donné l'impact notable de la fissuration sur la perméabilité d'une structure (par rapport à son impact sur la diffusion), il est intéressant d'étudier ce mode de transport comme critère de durabilité, en restant conscient que celui-ci n'est pas nécessairement prédominant pour l'ensemble des structures. De plus, pour une bonne compréhension de la durabilité des structures selon leur niveau d'endommagement, il est important d'étudier les propriétés de transport sur des spécimens représentatifs de la réalité des structures (éléments de structures en béton armé sous chargement). Or la détermination de la diffusion simultanément au chargement de tels spécimens représente des difficultés expérimentales de mise en oeuvre plus importante que dans le cas de mesures de perméabilité. Il a donc été décidé d'orienter ce projet de recherche sur la perméabilité du béton armé en condition fissurée.

Lorsque le béton est non fissuré, il est peu perméable. Néanmoins, lorsque des fissures, et plus particulièrement des macrofissures, se forment au sein du matériau, elles favorisent la pénétration des agents agressifs en leur créant un chemin privilégié, accélérant ainsi les processus de détérioration. Les fissures présentes dans le béton de recouvrement vont fournir aux agents agressifs un chemin privilégié vers les armatures. Il est donc important de bien déterminer comment évolue les propriétés de transport dans les structures selon leur niveau d'endommagement, pour identifier les niveaux d'endommagement critiques selon la sévérité de l'exposition environnementale de la structure.

Plusieurs études expérimentales ont porté sur la perméabilité à l'eau de différents bétons (généralement non armés, fissurés ou non, sollicités ou non), mais aucune n'a permis de bien décrire la perméabilité du béton armé sollicité simultanément en traction. En ce qui concerne la cicatrisation, il existe de nombreuses données dans la littérature. Néanmoins, celles-ci portent

essentiellement sur la cicatrisation d'une seule fissure dormante (non active). Ceci amène alors plusieurs questionnements. Comment évolue la perméabilité dans le temps ? Quel est l'effet de la cicatrisation d'une fissure à l'échelle de la structure qui est, elle, multi fissurée ? Qu'advient-il de ce processus lorsque la structure est soumise à des sollicitations cycliques et que les fissures deviennent alors actives ? Cette dernière question est très importante puisque de nombreuses structures subissent des cycles, par exemple un pont sous l'effet du trafic routier.

Par ailleurs, depuis plusieurs années sont apparus de nouvelles gammes de bétons. L'utilisation d'ajouts cimentaires et de fibres dans le béton a permis d'atteindre des performances mécaniques plus élevées et des durabilités accrues par rapport aux bétons conventionnels (Lawler et al., 2002; Rapoport et al., 2002; Tsukamoto & Wörner, 1991). Les fibres, en venant couvrir les fissures qui se créent au sein du béton, procurent une meilleure ductilité aux bétons fibrés par rapport aux bétons conventionnels. Par cet effet de couture, les bétons fibrés présentent également une fissuration plus fine qui leur procure des propriétés de transport réduites et, par suite, une meilleure durabilité. À cette durabilité accrue par leur patron de fissuration caractéristique s'ajoute un plus grand potentiel de cicatrisation. Cette capacité est associée d'une part au fait que les fissures sont plus fines, et d'autre part au fait que les bétons fibrés à faible rapport eau/ciment possèdent, à maturité, encore une quantité substantielle de ciment anhydre prêt à réagir avec l'eau qui pénètre dans le béton pour colmater les fissures. Dû à ces effets bénéfiques, les bétons fibrés intéressent les chercheurs depuis plusieurs années. Les études sur ces matériaux ont permis d'accroître les connaissances au sujet de leur comportement et d'ainsi fabriquer des mélanges de bétons fibrés extrêmement maniables et performants sur le plan mécanique (ex : les bétons fibrés à ultra haute performance, BFUP). Il existe plusieurs gammes de bétons fibrés, selon la nature des fibres utilisées (fibres d'acier, fibres polymères), leurs caractéristiques géométriques (diamètre et longueur), leurs caractéristiques mécaniques, la quantité utilisée dans le mélange. Certains bétons fibrés vont présenter un comportement adoucissant en traction, d'autres auront un comportement écaillant avant la phase d'adoucissement. Les bétons fibrés se présentent comme de bons candidats pour des structures plus durables et des dimensionnements optimisés. Néanmoins, pour que le potentiel de ces bétons puisse être exploité de manière adéquate dans le domaine industriel, il faut bien comprendre les gains de tels bétons sur les propriétés de transport et fournir aux industriels ainsi qu'aux ingénieurs des outils de dimensionnement pour ces bétons.

Il est donc important, entre autres, de disposer de critères fiables de dimensionnement en service adaptés à ces bétons.

Aujourd'hui, la plupart des codes de constructions proposent des critères de dimensionnement en service sous la forme d'ouvertures de fissures critiques à ne pas dépasser selon le niveau d'exposition environnemental de la structure (BS, 1997; CSA, 2004, 2006; Eurocode2, 2005). Certains codes adoptent une autre approche, celle de contraintes admissibles à ne pas dépasser dans les armatures (BAEL, 1999; Eurocode2, 2005; SIA, 2004), selon le niveau d'exposition et parfois selon le type de béton. Cette deuxième approche a l'avantage d'avoir un côté plus pratique pour les ingénieurs. Pour déterminer les ouvertures de fissures admissibles à ne pas dépasser, l'ingénieur de conception peut appliquer des formules prenant compte de l'épaisseur de recouvrement, de l'espacement des armatures, du diamètre des barres, parfois de la résistance en traction du béton, etc. Cependant, ces formules sont empiriques et ne sont pas toujours adaptées aux nouvelles générations de bétons, notamment aux bétons fibrés. La même problématique se pose avec l'approche des contraintes admissibles. Le nombre d'applications pour les bétons fibrés étant grandissant (béton projeté de réparation, resurfaçage de chaussées, revêtement de tunnels en béton projeté, pré-dalle et dalle de ponts, parapets, etc.), il est important de mettre à jour les critères de dimensionnement en service.

## **1.2 Définition du sujet de recherche et objectifs**

Cette thèse a pour objectif général d'approfondir les connaissances et de répondre aux manques de données en ce qui a trait à la perméabilité à l'eau du béton armé simultanément sollicité en traction uniaxiale, et ce, pour différents types de bétons (béton ordinaire et bétons renforcés de fibres). Les résultats présentés dans ce document permettront de tendre vers l'élaboration de critères de dimensionnement en service adéquats pour les bétons fibrés afin de pouvoir accroître leur utilisation pour des structures plus durables. Une méthodologie sera présentée dans cette thèse afin de déterminer de tels critères. Cette méthodologie pourra, dans les projets de recherche qui suivront cette thèse, être appliquée sur une gamme plus variée de bétons fibrés (différentes gammes de résistance, différents pourcentages de fibres, différents types de fibres, etc.) afin de s'approcher peu à peu de la proposition concrète de tels critères de dimensionnement.

Afin d'atteindre cet objectif général, il faudra d'abord concevoir un dispositif de perméabilité capable de mesurer la perméabilité à l'eau des tirants en béton armés sous chargement. Une fois

ce dispositif innovant fonctionnel, la perméabilité de tirants soumis à un chargement en traction pourra être évaluée. Ensuite, des essais de perméabilité de plusieurs jours effectués à des niveaux de chargement constants prédéfinis permettront d'évaluer la capacité de cicatrisation des bétons étudiés. Enfin, les tirants seront soumis à des chargements cycliques. Cette dernière campagne expérimentale permettra d'étudier la cicatrisation sous chargement cyclique et de la comparer à celle sous chargement constant.

Ce projet de recherche peut donc être divisé en quatre objectifs spécifiques :

- conception du dispositif de perméabilité à l'eau;
- étude de la perméabilité sous un chargement statique;
- étude de la capacité de cicatrisation sous un chargement constant;
- étude de la capacité de cicatrisation sous un chargement cyclique.

### 1.2.1 Conception du dispositif de perméabilité à l'eau

À ce jour, il n'existe pas de dispositif standard pour mesurer la perméabilité à l'eau des bétons. Différents dispositifs sont proposés dans la littérature pour étudier la perméabilité à l'eau des bétons fissurés. Néanmoins, il subsiste encore des inconvénients majeurs dans la plupart des dispositifs existants pour que la mesure de perméabilité soit représentative des structures en service.

- La plupart des dispositifs de perméabilité ne permettent pas une mesure de la perméabilité simultanément avec la sollicitation puisque les spécimens sont très souvent *sollicités préalablement à l'essai de perméabilité* (Aldea et al., 1999a; Charron et al., 2007; Rapoport et al., 2002). Dans le cas d'une sollicitation en traction, les fissures se referment (partiellement voire en quasi-totalité) suite au déchargement, résultant en une perméabilité moins importante que si l'essai était réalisé simultanément avec la sollicitation. Ceci empêche d'obtenir une bonne corrélation entre les mesures de perméabilité et l'état de déformation ou de contrainte du spécimen étudié.
- La *fissuration* est parfois *contrôlée* par la présence d'une entaille sur le spécimen avant de l'endommager (Charron et al., 2007; Reinhardt et al., 1998). Le patron de fissuration est donc différent de celui retrouvé dans les structures.



- Les *efforts de traction* induits dans le béton sont *rarement appliqués de manière directe* (Aldea et al., 1998; Gérard et al., 1996; Rapoport et al., 2002; Wang et al., 1997), c'est-à-dire de manière à reproduire un mode de sollicitation réaliste.
- Les dispositifs permettant l'*étude de la perméabilité à l'eau du béton armé sollicité en traction sont très rares*. L'effet de l'armature sur le développement des fissures n'est pas pris en compte et les essais ne rendent donc pas bien compte de la perméabilité du béton armé.
- Il n'existe pas de dispositifs permettant l'*étude de la perméabilité à l'eau du béton armé et même non-armé sollicité simultanément en fatigue (sollicitations cycliques)*.

L'enjeu de ce premier objectif spécifique sera alors de proposer un dispositif de perméabilité qui réponde aux différents inconvénients décrits précédemment.

Pour débiter cette phase de conception, il sera intéressant de recenser différents dispositifs de perméabilité présentés dans la littérature, de relever leurs avantages et leurs inconvénients, afin de cibler les idées de conception qui pourront être retenues pour notre dispositif. Ce recensement permettra également de mettre en avant les choix de paramètres d'essais faits dans chacune des études et de s'en inspirer, notamment au niveau du gradient de pression appliqué sur le spécimen pour initier l'écoulement d'eau.

Le développement du dispositif de perméabilité à l'eau sera divisé en étapes. Il faudra tout d'abord concevoir la cellule de perméabilité sans le système d'eau. Cela comprendra le spécimen de béton armé ainsi que deux réservoirs positionnés en amont et en aval du spécimen. Le tout devra être positionnable dans une presse hydraulique qui appliquera les sollicitations en traction uniaxiale. Il faudra également porter une attention particulière sur la meilleure manière de sceller l'ensemble spécimen - réservoir pour obtenir une bonne étanchéité du système pendant toute la durée de la sollicitation en traction. Le scellement devra être capable de reprendre les déformations du spécimen sollicité quelque soit le type de béton, sans pour autant en affecter son comportement mécanique sous sollicitation. Il faudra également s'assurer que le spécimen ne subira pas de flexion lors de la sollicitation en traction uniaxiale. L'enjeu de cette partie de conception sera aussi de proposer un dispositif durable et relativement simple d'utilisation. Plusieurs variantes de conception de la cellule de perméabilité seront imaginées. L'efficacité de chacune d'entre elles sera testée en laboratoire. Une fois la cellule de perméabilité conçue, ce sera au tour du système de

circulation d'eau. Il faudra alors choisir des appareils de mesures adéquats pour les mesures de l'écoulement d'eau. Ce système devra permettre l'obtention de mesures précises et de qualité, et ce avec un court temps de réponse pour une optimisation du temps d'essai.

La finalisation du dispositif de perméabilité sera suivie d'une phase expérimentale de validation du dispositif pour valider les choix de conception :

**1<sup>er</sup> programme expérimental** – Des essais de perméabilité seront réalisés sur des spécimens de béton ordinaire pour démontrer l'efficacité du système de mesure, notamment en termes de précision et de reproductibilité des résultats. Ces essais justifieront la procédure expérimentale : la vitesse de chargement, le gradient de pression subi par le spécimen, etc.

### 1.2.2 Étude de la perméabilité sous un chargement statique

L'objectif sera ici de mesurer en continu la pénétration d'eau à travers les tirants soumis à une sollicitation statique en traction. Ce type d'essai pourra être mené sur les différentes gammes de bétons à l'étude en faisant ressortir leur durabilité respective. Cette étude fera l'objet d'un programme expérimental :

**2<sup>ème</sup> programme expérimental** - La perméabilité sera mesurée simultanément à la sollicitation en traction uniaxiale statique. À partir de ces essais, des niveaux de contraintes dans l'armature pour lesquels la perméabilité est faible, modérée et élevée pourront être déterminés.

Parallèlement à ces essais seront effectués, sur d'autres spécimens provenant des mêmes gâchées de béton, des essais permettant de caractériser la fissuration des tirants tout au long de leur chargement statique en traction uniaxiale. Les essais de caractérisation de la fissuration, associés aux essais de perméabilité, permettront d'établir des corrélations entre contrainte moyenne dans l'armature, coefficient de perméabilité et ouverture de fissure maximum. Il sera possible de déterminer, pour les tirants en béton ordinaire (BO), les valeurs des coefficients de perméabilité associés aux valeurs d'ouvertures de fissures maximales ou de contraintes admissibles proposées dans les différents codes de construction en condition de service. En se basant ensuite sur ces valeurs des coefficients de perméabilité, les contraintes admissibles correspondantes pour les autres bétons testés (béton renforcé de fibre (BRF) et béton fibré à ultra haute performance (BFUP)) pourront être déduites. Le gain apporté par ces bétons en termes de dimensionnement pour une même durabilité sera ainsi mis en avant. La comparaison des niveaux de perméabilité

des différents bétons associés à un même niveau de contrainte dans l'armature permettra de faire ressortir le gain de durabilité apporté par ces bétons pour un dimensionnement identique.

### 1.2.3 Étude de la capacité de cicatrisation sous un chargement constant

Cet objectif pourra être atteint grâce à un 3<sup>ème</sup> programme expérimental :

**3<sup>ème</sup> programme expérimental** - Des nouveaux spécimens de BO et de BRF seront préparés. L'effort de traction imposé aux tirants sera fixé à un niveau de contrainte préalablement déterminé à la suite du 2<sup>ème</sup> programme expérimental. Une fois le niveau de contrainte souhaité atteint, le chargement sera maintenu constant pendant plusieurs jours (de 4 à 7 jours).

En effectuant des mesures de perméabilité sous un tel chargement pendant plusieurs jours, la diminution de perméabilité au cours du temps, résultant d'un phénomène de cicatrisation au sein des fissures, pourra être évaluée.

Tout comme pour les essais statiques, des spécimens supplémentaires seront utilisés pour caractériser l'évolution des ouvertures de fissures, selon le mode de contrôle (en force et en déplacement) choisi pour le palier de chargement de quelques jours. Ceci permettra de choisir le mode de contrôle adéquat pour une bonne stabilité des fissures. Ces essais, complémentaires aux essais de perméabilité, assureront une bonne interprétation des résultats de perméabilité en s'assurant que les fissures ne se referment pas au cours du palier de chargement.

### 1.2.4 Étude de la capacité de cicatrisation sous un chargement cyclique

Cette partie du projet de recherche fournira des informations importantes quant à la possibilité de cicatrisation des fissures actives. Un dernier programme expérimental sera consacré à cette étude :

**4<sup>ème</sup> programme expérimental** - L'effort de traction appliqué aux tirants sera fixé au même niveau de contrainte que lors du 3<sup>ème</sup> programme expérimental. Ensuite, une succession de cycles de chargements lents et rapides seront appliqués. La perméabilité sera mesurée simultanément à ces chargements. Ces essais seront effectués pour le BO et le BRF.

Un tel historique de chargement va permettre aux fissures des tirants de cicatriser sous divers modes de sollicitations. Ces essais permettront d'évaluer la cinétique de cicatrisation lorsque les fissures sont maintenues actives, à la différence des fissures non actives du 3<sup>ème</sup> programme expérimental.

Tout comme dans les programmes expérimentaux précédents, des essais de caractérisation de la fissuration sous cet historique de chargement cyclique seront effectués afin de corrélérer les résultats de perméabilité du 4<sup>ème</sup> programme expérimental à l'évolution du patron de fissuration des tirants au cours de ce type de chargement.

### **1.3 Portée**

Ce projet de recherche va permettre de mieux comprendre les phénomènes de transport dans les structures en béton armé en service, notamment lorsque la structure est sollicitée en fatigue. Ce projet permettra d'initier une démarche en vue de proposer des critères de dimensionnement en service pratiques pour les ingénieurs et fiables, prenant compte des propriétés de transport de différentes gammes de béton. Ces critères de dimensionnement suivront l'approche des contraintes admissibles à ne pas dépasser dans les armatures. Ils viseront à concevoir des structures plus durables et, par conséquent, à diminuer les coûts liés à l'endommagement précoce des structures (coûts des inspections plus fréquentes que prévues, coûts de réparation ou de destruction de structures n'ayant pas atteint leur durée de vie, etc.).

Les résultats obtenus dans le cadre de cette thèse pourront également être exploités ultérieurement pour améliorer et/ou valider des logiciels d'analyses modélisant les propriétés de transport dans les structures. De tels logiciels ont une grande importance pour estimer les durées de vie des structures, afin de pouvoir planifier plusieurs années en avance les périodes où les structures nécessiteront des interventions pour des travaux de réparations. Un tel outil de travail avec une bonne fiabilité permettrait une meilleure gestion des infrastructures.

Le but de cette thèse est également de mettre en valeur la durabilité accrue des bétons fibrés, leur perméabilité plus faible et leur meilleure capacité d'autocicatrisation que les bétons ordinaires. Ceci démontrera aux industriels que le coût de fabrication parfois plus important de ces bétons peut être compensé avec une diminution significative des coûts de réparation et d'entretien.

### **1.4 Contributions originales**

Le projet de recherche proposé se distingue à plusieurs niveaux :

- Proposition d'un dispositif de mesure de perméabilité qui permet la mesure de perméabilité à l'eau simultanément à la sollicitation,

- Étude de la perméabilité à l'eau de spécimens de béton armé sollicités simultanément en traction uniaxiale,
- Étude du phénomène d'autocicatrisation sur un spécimen multi fissuré lors de sollicitations constantes ou cycliques,
- Initiation d'une méthodologie pour déterminer des critères de dimensionnement, sous la forme de contrainte admissible dans les armatures selon le type de béton et le niveau d'exposition, pour les structures en béton armé en service.

Cette thèse comprend 3 articles qui sont ou qui seront publiés dans des revues scientifiques de portée internationale. Chaque article reprend les résultats des différentes campagnes d'essais :

### **Article 1 :**

- Contenu : Présentation du dispositif de perméabilité nouvellement conçu ainsi que des résultats du 1<sup>er</sup> programme expérimental (validation du dispositif de perméabilité et des paramètres d'essais) ;
- Contributions originales :
  - Description d'un dispositif de perméabilité innovant ;
  - Présentation de la procédure des essais de perméabilité en continu sur du béton armé (tirants en BO) sollicité simultanément en traction uniaxiale ;
  - Description fine de la fissuration des tirants au cours de leur chargement ;
- Revue : *Materials and Structures* en Mars 2011.

### **Article 2 :**

- Contenu : Présentation des résultats des 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> programmes expérimentaux (essais de perméabilité et de caractérisation de la fissuration sous chargement en traction statique et constant, pour le BO et le BRF) ;
- Contributions originales :
  - Comparaison entre les tirants en BO et en BRF de l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte moyenne dans l'armature ;

- Comparaison entre les tirants en BO et en BRF de l'évolution des ouvertures de fissures au cours des chargements statique et constant ;
- Évaluation de la capacité de cicatrisation d'un élément de structure en béton armé (en BO ou en BRF) comprenant plusieurs fissures ;
- Revue : *Cement and Concrete Research*.

### **Article 3 :**

- Contenu : Présentation des résultats du 4<sup>ème</sup> programme expérimental (essais de perméabilité et de caractérisation de la fissuration sous chargement cyclique, pour le BO et le BRF) et comparaison de ces résultats avec ceux obtenus lors du 3<sup>ème</sup> programme expérimental ;
- Contributions originales :
  - Description de l'évolution des ouvertures de fissures sous un historique de chargement cyclique spécifique ;
  - Étude de la cicatrisation de fissures actives en effectuant des mesures de perméabilité simultanément à un chargement cyclique (comparaison entre un BO et un BRF) ;
- Revue : *ACI Materials Journal*.

Certains résultats de cette thèse ont également été présentés lors de conférences.

## **1.5 Contenu de la thèse**

Cette thèse est divisée en 11 chapitres (**Figure 1.1**). Le présent chapitre est dédié à l'introduction. Les chapitres 2 à 4 constituent la revue de littérature. Les chapitres 5 à 9 présentent les travaux expérimentaux (méthodologie et résultats) et intègrent les 3 articles scientifiques publiés ou soumis. Par la suite, une discussion générale sur l'ensemble des travaux menés dans le cadre de cette thèse est présentée au chapitre 10. Pour finir les conclusions et recommandations sont formulées au chapitre 11.

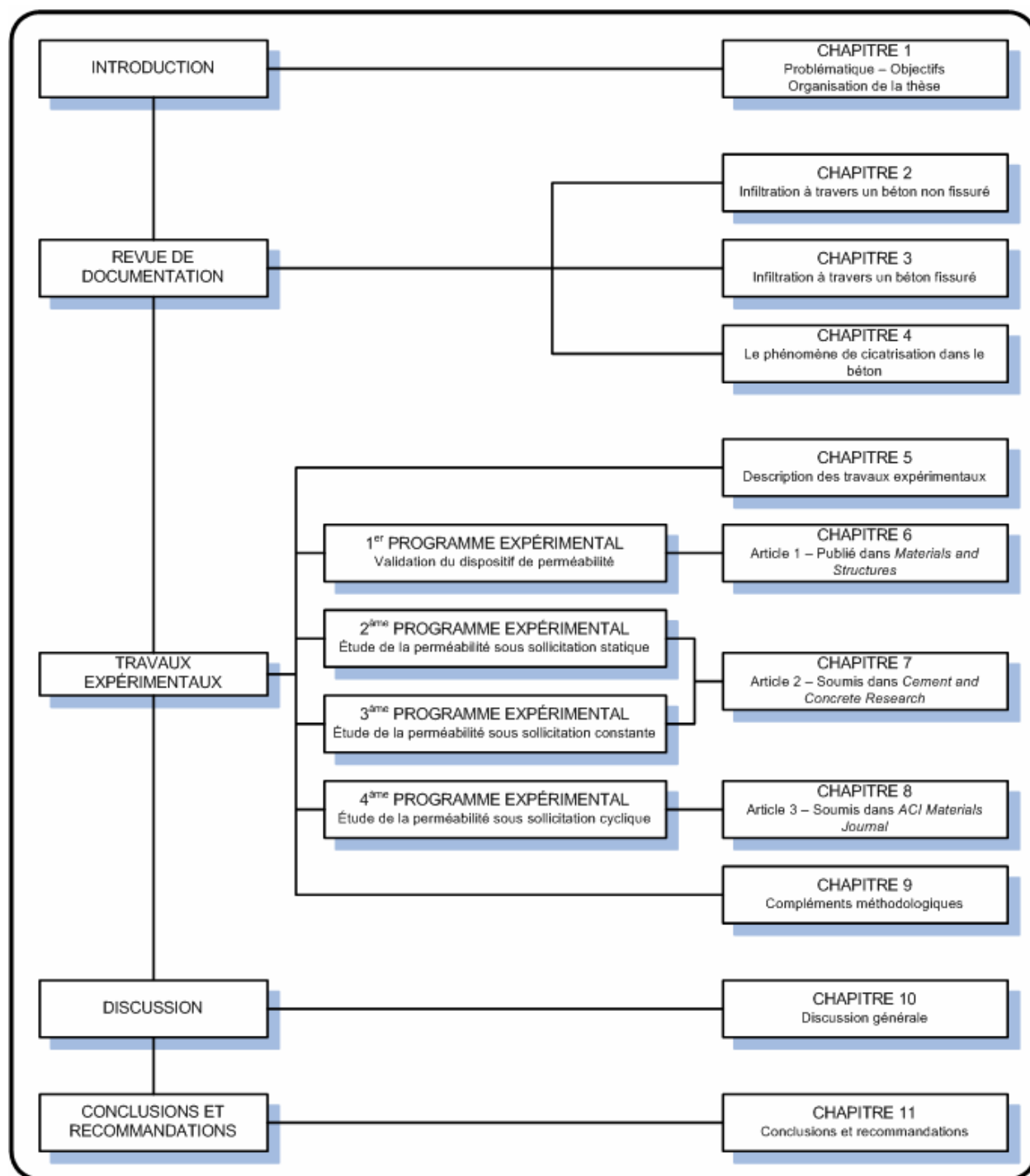


Figure 1.1 : Organisation schématique de la thèse

## CHAPITRE 2 INFILTRATION À TRAVERS UN BÉTON NON FISSURÉ

Lorsque qu'un béton n'est pas fissuré, la quantité de pores contenus dans le béton ainsi que leur interconnectivité dans la pâte de ciment jouent un rôle essentiel sur la perméabilité. Tous les facteurs ayant une quelconque influence sur la porosité (rapport Eau/Ciment, degré de saturation, cure du béton, taux d'hydratation, âge du béton, composition du ciment avec l'ajout ou non de minéraux ou d'adjuvants, etc.) sont donc à considérer dans la compréhension des phénomènes de transport dans le béton non fissuré. Les principaux paramètres vont être ici évoqués afin de comprendre en quoi ils modifient la perméabilité d'un béton.

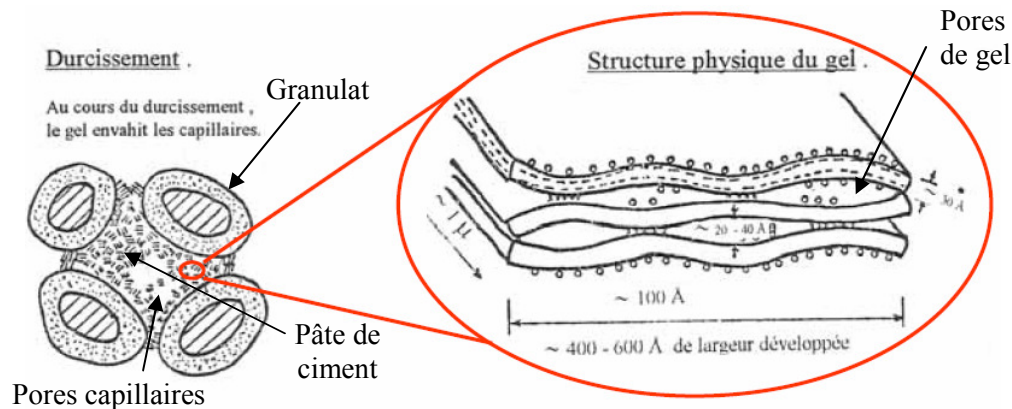
### 2.1 Infiltration à travers la porosité du béton

La porosité d'un béton est définie comme le rapport ( $V_v/V_t$ ) avec  $V_v$ , le volume occupé par les vides et  $V_t$ , le volume total du béton. La porosité est relativement importante dans un béton ordinaire puisque souvent supérieure à 10 % (Billard, 2003). Il existe différents types de pores (vides), de dimensions comprises entre quelques mm et quelques dizaines d'Angstrom (Å) :

- Les vides d'air (quelques millimètres de diamètre): ils sont souvent dus à des défauts de compaction. Pour cette raison, si le béton est bien mis en place et vibré correctement, il ne devrait pas y avoir de vides d'air ;
- Les bulles d'air entraînées (sphériques avec un diamètre allant de 20 à 200  $\mu\text{m}$ ). Elles sont formées par l'utilisation d'un adjuvant entraîneur d'air. La teneur en air est souvent comprise entre 2 et 7 % en volume ;
- Les pores capillaires (diamètre entre 100 nm et 10  $\mu\text{m}$ ). Ils correspondent aux espaces entre les grains de ciment et ce sont donc les espaces non occupés par les hydrates formés (**Figure 2.1**). Ces pores dépendent de la composition de la pâte et du degré d'hydratation. Ces pores ont une grande importance sur les propriétés mécaniques, de transport ainsi que sur la stabilité volumique du béton. Ce sont ces pores qui influencent le plus la perméabilité d'un béton non-fissuré ;
- Les pores de gel (diamètre de l'ordre du nanomètre). Il s'agit de la porosité présente dans les hydrates. Ces derniers sont constitués essentiellement (pour 75 %) d'hydrates de silicates de calcium (CSH) qui ont une structure en feuillets formée de cristaux très petits et mal cristallisés. Les pores de gel sont les espaces interfeuillets qui contiennent



de l'eau adsorbée (**Figure 2.1**). Cette porosité est indépendante de la composition de la pâte de ciment.



**Figure 2.1 : Schématisation de l'emplacement des pores (Charron, 2006)**

Tous ces pores présentent souvent une forme complexe et une localisation non uniforme. Le volume poreux est d'autant plus important que le rapport E/C est élevé. Lorsque le degré d'hydratation augmente, la porosité diminue.

L'équation de Darcy (**Équation 2.1**) est utilisée pour évaluer l'écoulement d'eau à travers les pores du béton, sous un gradient de pression (Mivelaz, 1996). Dans cette équation, la perméabilité du matériau,  $k$ , exprimée en  $m^2$ , est une propriété intrinsèque au matériau. Il faut la différencier du coefficient de perméabilité  $K = (\rho g k) / \mu$  qui est, lui, exprimé en m/s et qui dépend des propriétés du fluide considéré. C'est expérimentalement que Darcy a constaté l'existence d'une relation de proportionnalité entre la vitesse d'écoulement à travers une colonne d'un matériau poreux et le gradient de pression le long de cette colonne (Bejan et al., 2004). Les études de perméabilité sur des spécimens de béton ont montré que l'utilisation de cette loi est judicieuse pour représenter l'écoulement de l'eau à travers la matrice de béton, ce matériau poreux pouvant être considéré comme homogène à une échelle macroscopique (Breyse & Gérard, 1997).

$$\vec{v} = -\frac{k}{\mu} \text{grad } p_s \quad (2.1)$$

Avec  $\vec{v}$  la vitesse de filtration (m/s)  
 $k$  la perméabilité du matériau ( $m^2$ )  
 $\mu$  la viscosité dynamique du fluide (Pa.s)  
 $p_g = p + \rho \cdot g \cdot h$ , la pression motrice du fluide (Pa)

$p$	la pression du fluide (Pa)
$\rho$	la masse volumique du fluide (kg/m <sup>3</sup> )
$g$	l'accélération de la pesanteur (m/s <sup>2</sup> )
$h$	l'altitude (m)

La relation de Darcy est valable pour des conditions de régime laminaire et de forces d'inerties négligeables. Ces conditions sont généralement vérifiées dans le béton puisque la vitesse d'écoulement du fluide à travers les pores est faible. De plus, l'équation de Darcy suppose un écoulement saturé. Il est donc important qu'un état d'équilibre (écoulement stationnaire) soit atteint. Expérimentalement, il faut donc que les flux d'eau en entrée et en sortie du spécimen soient identiques avant de commencer des essais de perméabilité (Hooton, 1989). Dans grands nombres de cas, il est difficile d'atteindre exactement cet état lorsque le béton n'est pas fissuré. La saturation est d'autant plus complexe que l'échantillon a une grande taille et une faible perméabilité. Dans tous les cas, lors de la réalisation d'essais de perméabilité, une attention particulière doit être portée sur la préparation du spécimen de manière à obtenir la saturation en eau maximale pour obtenir les résultats d'essai les plus représentatifs.

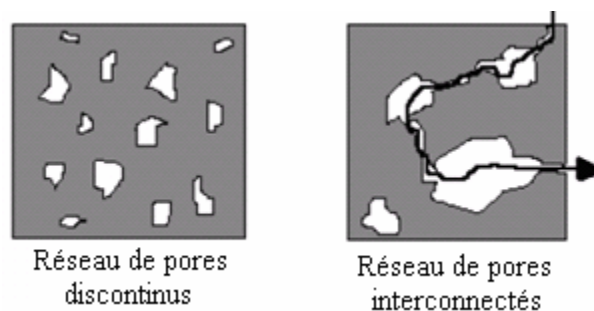
Dans les bétons non fissurés, l'écoulement à travers un pore est plus important que l'écoulement à travers le béton dans sa globalité et il est souvent représenté par l'écoulement laminaire à travers un tube cylindrique. L'expression de l'écoulement est alors donnée par l'équation de Poiseuille. Pour un capillaire, la perte de charge et le débit sont reliés par l'**Équation 2.2** (Guyon & Hulin-Jung, 2001). Cette expression nous indique que la taille des pores a une grande influence sur cet écoulement.

$$Q = \frac{\pi \cdot \Delta P \cdot d^4}{128 \cdot \eta \cdot L} \quad (2.2)$$

Avec	$Q$	le débit (m <sup>3</sup> /s)
	$L$	la longueur du capillaire (m)
	$d$	le diamètre du capillaire (m)
	$\eta$	la viscosité dynamique du fluide (Pa.s)
	$\Delta P$	la perte de charge (Pa)

La taille et la densité des pores capillaires influencent donc de manière non négligeable la perméabilité d'un béton. Cependant, cette perméabilité ne peut pas être déduite directement à partir de la quantité de pores. En effet, un paramètre encore plus important que la quantité de pores intervient dans la perméabilité à l'eau d'un béton : la connectivité du réseau de pores. Les

pores sont connectés entre eux s'il existe des vides permettant de relier plusieurs pores entre eux et donc de former des cheminements possibles pour le fluide (**Figure 2.2**). L'interface pâte de ciment - granulats, par exemple, peut jouer le rôle de connecteur entre les pores.



**Figure 2.2 : Influence de la connectivité des pores sur la perméabilité du béton (modifiée de Gagné (2011a))**

## **2.2 Paramètres influençant la perméabilité du béton non fissuré**

### **2.2.1 Influence du rapport eau/ciment (E/C) et la période de cure**

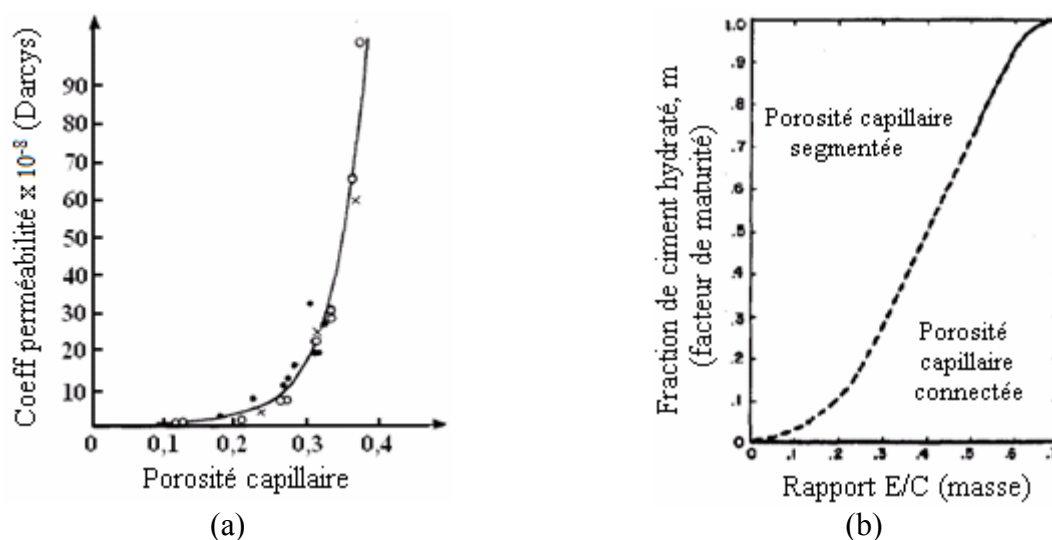
Plus le rapport E/C est important, plus il y a de pores. Néanmoins, étant donné que ce qui contrôle la perméabilité du béton est plus la connectivité du réseau de pores que le volume directement, l'influence du rapport E/C sur la perméabilité est basée plus particulièrement sur le fait que plus ce rapport est grand et moins la structure du béton est segmentée, d'où une plus grande facilité pour un fluide de traverser le matériau. L'influence du rapport E/C sur la perméabilité reste néanmoins difficilement quantifiable étant donné que d'autres paramètres tels que la composition du ciment, les caractéristiques des granulats, influencent également la perméabilité.

En ce qui concerne l'influence du degré d'hydratation, plus celui-ci et donc l'âge du béton sont élevés, plus la porosité diminue. En effet, plus la réaction d'hydratation des grains de ciment est avancée et plus les hydrates se forment, éliminant progressivement les espaces entre les grains. La structure globale du béton devient alors moins continue et contribue à une diminution de la perméabilité du béton. La perméabilité diminue donc avec l'âge du béton (**Tableau 2.1**). Cette diminution est assez rapide au jeune âge puis ralentit par la suite. Ces données sont associées au processus d'hydratation qui ralentit dans le temps. La diminution significative de la perméabilité du béton au jeune âge s'explique par la segmentation du réseau poreux (Ollivier et al., 1995).

**Tableau 2.1 : Diminution de la perméabilité en fonction de l'âge (Ollivier et al., 1995)**

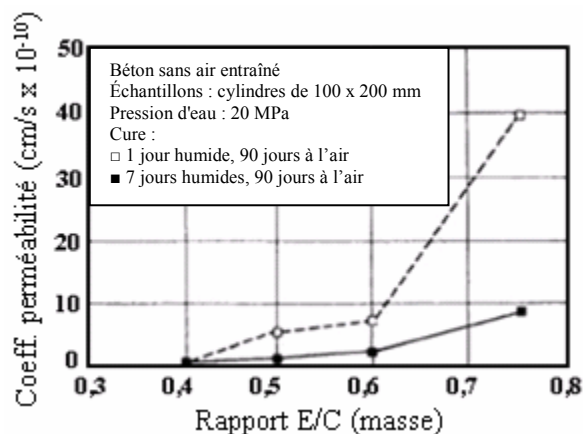
Âge (jours)	Coefficient de perméabilité ( $10^{-13}$ m/s)
État frais	20 000 000
5	4 000
6	1 000
8	400
13	50
14	10

Powers (1958) met en évidence un seuil de porosité au delà duquel la perméabilité augmente de manière plus significative, comme le montre la **Figure 2.3.a**. Ceci est dû au fait qu'à ce niveau de porosité capillaire, le réseau de pores devient interconnecté et ceci quelque soit le degré d'hydratation du ciment. Powers et al. (1959) déterminent ce seuil d'interconnexion en fonction du rapport Eau/Ciment (E/C) du béton et du degré d'hydratation (**Figure 2.3.b**). Ils déduisent alors, selon le rapport E/C considéré, le degré d'hydratation, donc par déduction le temps nécessaire à « fractionner » le réseau, pour que la perméabilité du béton chute. Il trouve que pour un rapport E/C > 0.7, cette segmentation n'est pas possible. Ce rapport E/C = 0.7 est donc trop élevé pour donner au béton une bonne imperméabilité.

**Figure 2.3 : Influence de la porosité capillaire sur la perméabilité**

(a) coefficient de perméabilité, en Darcy (un darcy  $\approx 0.97 \times 10^{-12}$  m<sup>2</sup>), versus la porosité capillaire (Powers, 1958) (b) segmentation de la porosité capillaire (Powers et al., 1959)

De par son influence sur le processus d'hydratation, il est intéressant de mentionner l'importance de la cure humide du béton. Plus celle-ci est longue et plus la perméabilité à l'eau du béton est réduite. Cet effet est d'autant plus important que le rapport E/C est élevé comme le montre la **Figure 2.4** qui compare la perméabilité de spécimens ayant subi 1 ou 7 jours de cure humide.



**Figure 2.4 : Perméabilité d'un béton en fonction de la durée de cure (Whiting, 1988)**

La tortuosité du réseau de pores influence également la perméabilité du béton non fissuré. Définie dans le dictionnaire Larousse comme « le fait d'être tortueux- qui est le fait de faire des tours et des détours et qui présente des courbes irrégulières », la tortuosité d'un réseau de pores est exprimée par :  $T = (L/L_e)^2$ .  $L$  représente la longueur moyenne du parcours et  $L_e$ , la longueur de l'échantillon considéré. La tortuosité reflète donc la longueur moyenne relative parcourue par une particule de fluide pour se rendre d'une extrémité à l'autre d'un échantillon. Plus le béton considéré est tortueux et plus il est difficile pour le fluide de cheminer à travers le matériau et, pour cette raison, le matériau possède dans ce cas une plus faible perméabilité.

### 2.2.2 L'influence des granulats

Les granulats utilisés dans le béton se différencient par leur taille, leur quantité, leur nature, etc. Il est normal de penser que leur présence doit avoir une influence sur la perméabilité du béton, en comparaison à la perméabilité de la pâte de ciment sans granulats. La question est alors de savoir comment l'ajout de granulats dans la pâte de ciment modifie la perméabilité du matériau. Deux hypothèses peuvent être formulées (Ollivier et al., 1995) :

- Première hypothèse : L'ajout de granulats de faible perméabilité augmente la discontinuité du réseau de pores capillaires de la pâte de ciment, résultant en une diminution de la perméabilité par rapport à une pâte de ciment sans granulats.
- Deuxième hypothèse : la zone d'interface pâte/granat est une zone favorable au passage des fluides du fait d'une plus grande porosité à cet endroit. La dimension de cette zone interfaciale augmente avec la hausse du rapport E/C et/ou de la taille des granulats. De plus, plus les granulats sont gros et plus il y aura de microfissuration autour de ceux-ci. De gros granulats impliquent donc une plus grande perméabilité du béton (Billard, 2003; Ollivier et al., 1995).

La première hypothèse énoncée pourrait s'appliquer aux bétons au jeune âge pour lesquels les granulats viendraient vraiment « casser » la continuité du réseau. Néanmoins, lors d'essais de perméabilité effectués sur des mélanges avec ou sans granulats, il n'a pas été observé de diminution de perméabilité en présence de granulats. La deuxième hypothèse émise semble donc être la plus juste.

Jusqu'à une certaine taille des granulats, l'effet de « taille » n'est pas toujours observé et l'influence du diamètre des granulats sur la perméabilité ne se fait pas vraiment ressentir. Dhir et al. (1989) ne notent effectivement pas de différence significative de perméabilité à l'air pour des granulats de 5, 10 et 20 mm. Par contre, pour des granulats de 40 mm, la perméabilité est plus élevée.

En ce qui concerne le type et la nature des granulats, l'influence sur la perméabilité à l'eau n'est pas bien définie. Notons néanmoins qu'en ce qui concerne la nature des granulats, elle peut avoir une influence sur la perméabilité du béton en ce sens que s'il s'agit de granulats légers avec un module élastique faible, la création de microfissures apparaissant avec le retrait est minimisée, ce qui modifie le « patron » de fissuration et, par suite, risque d'influer sur la perméabilité (Gérard, 1996).

Par ailleurs, des études de perméabilité à l'air ont été menées conjointement sur des bétons comparables fabriqués à Toulouse (France) et fabriqués à Sherbrooke (Québec) (Perraton & Aïtcin, 2001). Lors de ces études, des perméabilités différentes ont été obtenues entre les bétons de ces deux villes. Les chercheurs Perraton et Aïtcin (2001) se sont alors rendus compte que la composition de ces bétons se distinguait par la nature des granulats sur le plan minéralogique (gros granulats calcaire dolomitique et du sable de modules respectifs 44 GPa et 49 GPa pour

Sherbrooke et des granulats de marbre de module 76 GPa pour Toulouse). L'étude a ensuite porté sur l'influence de l'interface pâte/granulats sur la perméabilité aux gaz du béton. Les paramètres considérés ont été la rigidité des granulats en comparaison à celle de la pâte, l'importance de la surface spécifique du granulat, sa saturation, les interactions possibles entre les granulats et la pâte de ciment. Les résultats montrent que deux bétons ayant des granulats de dimensions similaires, mais de différentes natures, présentent des perméabilités aux gaz différentes. Les chercheurs expliquent ce résultat par le fait que l'épaisseur de l'interface pâte/granulat, bien que dépendante de nombreux paramètres, dépend également, de manière non négligeable, de la nature du granulat. L'étude mentionne l'exemple de l'interface autour d'un granulat calcaire qui apparaît plus « fine » que celle d'un granulat quartz.

L'influence de la nature des granulats sur les résultats de perméabilité serait alors due à la cohésion chimique plus ou moins importante entre la pâte et les granulats. Plus celle-ci est forte, moins il y aura de décollement donc moins de modification de perméabilité à l'air. Concernant la perméabilité à l'eau, il est logique de penser que la nature des granulats joue également un rôle important.

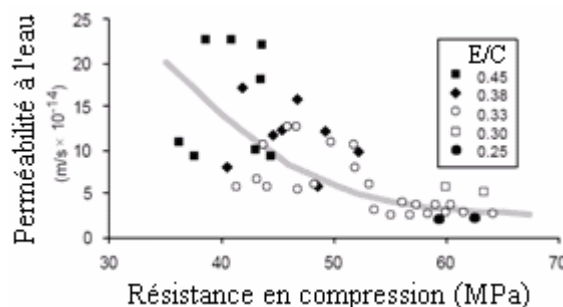
Les résultats de cette étude vont quand même assez loin en démontrant que l'influence de la nature minéralogique des granulats utilisés dans le béton est finalement plus importante que celle du rapport E/C.

### **2.2.3 Le degré de saturation**

Le degré de saturation doit également être considéré lors de l'étude de la perméabilité d'un béton non fissuré. Ce degré est défini par  $S = V_e/V_v$  avec  $V_e$ , le volume occupé par le fluide et  $V_v$ , celui des vides. Il est plus facile pour un gaz de passer à travers les pores lorsque ces derniers ne sont pas saturés. Effectivement, dans le cas où les pores sont saturés, la diffusion du gaz doit se faire à travers une phase liquide, ce qui est moins aisé. En ce qui concerne la perméabilité à l'eau du béton, elle est influencée à l'inverse de la perméabilité aux gaz par la présence d'un fort degré de saturation. En effet, pour une forte saturation, l'eau aura plus de facilité à circuler dans le béton. La perméabilité à l'eau est alors accrue si le degré de saturation est important et l'inverse se produit pour la perméabilité aux gaz.

### 2.2.4 L'influence des ajouts minéraux

Il est aujourd'hui assez courant de remplacer une partie du ciment par des ajouts minéraux, surtout pour obtenir des bétons à haute performance (BHP). Cette génération de bétons à haute et ultra haute performance présente des performances mécaniques accrues par rapport à un béton ordinaire. Or la perméabilité d'un béton semble liée à ses propriétés mécaniques comme le montre la **Figure 2.5** et la **Figure 2.6**.



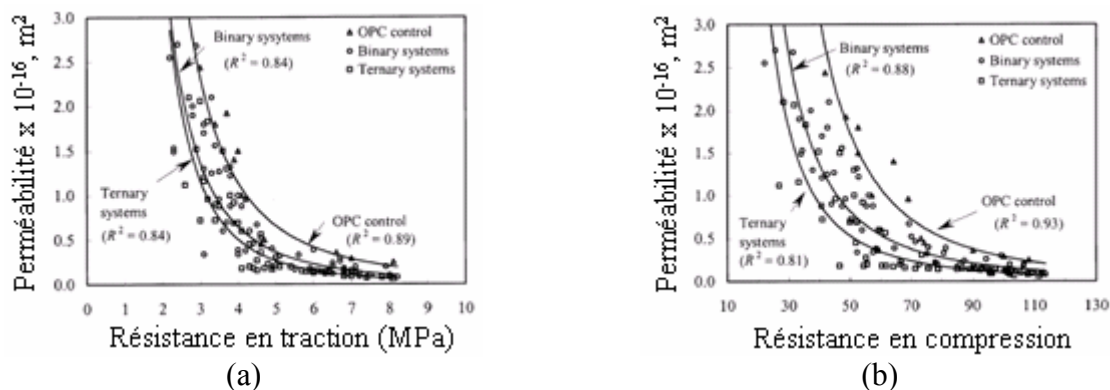
**Figure 2.5 : Perméabilité à l'eau du béton en fonction de E/C et  $f'_c$  (Gagné, 2011b)**

La **Figure 2.5** montre en effet que le coefficient de perméabilité à l'eau décroît en même temps que la résistance à la compression,  $f'_c$ , augmente (associée à une diminution du rapport E/C). Le même type de résultat est retrouvé à la **Figure 2.6**. Ainsi, en plus de leur performance mécanique accrue, ces bétons présentent un gain sur le plan de la durabilité.

La **Figure 2.6** montre par la même occasion que, pour un béton de résistance à la compression ou à la traction donnée, la perméabilité à l'oxygène est plus faible pour un système cimentaire ternaire et binaire qui est davantage caractéristique d'un BHP que d'un béton portland ordinaire. Ceci démontre l'effet bénéfique des ajouts minéraux sur la perméabilité du béton non fissuré.

Les ajouts minéraux utilisés dans ces bétons sont de différentes natures et se comportent différemment lors du processus d'hydratation. La plupart des ajouts minéraux ont une réactivité pouzzolanique (fumée de silice, laitier et cendre volante). Lors de la réaction d'hydratation, ils réagissent avec la portlandite pour former des Silicates de Calcium Hydratés (CSH) et améliorent ainsi la résistance de la pâte de ciment hydratée. D'autres ajouts minéraux (certaines cendres volantes), ont des réactions hydrauliques et forment ainsi des CSH à partir de l'eau. D'autres ajouts (fillers calcaires) sont inertes et ne réagissent pas en présence d'eau.



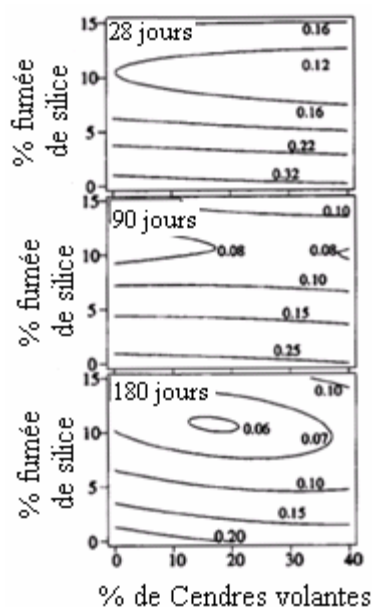


**Figure 2.6 : Perméabilité à l'oxygène versus la résistance (Khan & Lynsdale, 2001)**

(a) en traction et (b) en compression

Quelque soit leur réactivité, les ajouts minéraux sont très intéressants du fait de leur finesse et leur géométrie. La fumée de silice, par exemple, en remplaçant le ciment avec un taux variant souvent entre 5 et 10 %, permet un effet de remplissage ainsi qu'un effet de roulement à billes. Cet ajout minéral permet d'obtenir un matériau plus dense, avec une porosité moins importante qu'un béton ordinaire au niveau des interfaces pâte/granulats ainsi que dans la pâte hydratée en général. Cet effet de remplissage est aussi retrouvé avec la plupart des autres ajouts minéraux et contribue à rendre le béton plus imperméable, en plus de fournir des résistances mécaniques accrues. Les ajouts minéraux sont aussi bénéfiques sur le plan environnemental; car ils permettent une diminution de la quantité de ciment dont le processus de fabrication est assez polluant.

Différentes études se sont intéressées à l'influence des ajouts minéraux sur la perméabilité du béton. Cette influence est différente selon le type d'ajout et sa quantité, c'est-à-dire le taux de remplacement du ciment. Il a été observé (Khan, 2003) que l'ajout de fumée de silice diminue la perméabilité à l'oxygène du béton à tout âge, qu'il y ait présence ou non de cendres volantes (**Figure 2.7**). La perméabilité minimale est associée à un taux de remplacement du ciment d'environ 10 % (entre 8 et 12 %). Pour un taux de remplacement supérieur, la réduction de perméabilité n'est plus significative. Ceci est associé au fait qu'une inclusion entre 8 et 12 % de fumée de silice permet l'obtention d'une porosité optimale alors qu'au dessus de 12 %, la diminution de la porosité est mineure (Khan, 2003).



**Figure 2.7 : Perméabilité à l'oxygène ( $\times 10^{-16} \text{ m}^2$ ) d'un béton à  $E/C = 0.27$  pour différents âges (Khan, 2003)**

La variation de la perméabilité d'un béton en présence de cendres volantes est moins évidente, étant donné leur comportement variable selon le taux de remplacement et le type de cendres volantes (Khan, 2003; Khan & Lynsdale, 2001). De plus, pour que les cendres volantes réagissent, il doit y avoir une forte présence de portlandite (ions  $\text{OH}^-$  en particulier). Cette condition est retrouvée seulement après 1 à 3 mois d'hydratation. Ainsi, la perméabilité à court terme est plus élevée en présence de cendres volantes puisqu'il y a moins de liant prêt à réagir en comparaison à un liant pur ciment. Par contre, l'influence des cendres volantes peut se faire sentir plus tard, vers 90 jours, où une diminution de perméabilité peut alors mesurée selon le taux de remplacement en cendres volantes. Il est possible de constater que pour un rapport  $E/C$  faible (environ 0.27), le béton le moins perméable est obtenu pour un taux de remplacement en cendre volante de 15-20 % (Khan, 2003).

L'effet de l'ajout de cendres volantes est donc partagé. Cela peut provoquer une diminution de la perméabilité à l'air du béton lorsque le taux est inférieur à 10-20 %, alors que l'effet inverse a lieu pour des taux supérieurs (Nagataki & Ujike, 1986).

L'effet des ajouts minéraux a jusqu'à maintenant été présenté essentiellement pour la perméabilité à l'oxygène et à l'air du béton. Cependant, le comportement des systèmes binaires

ou ternaires vis à vis de la perméabilité à l'eau du béton est similaire. La perméabilité à l'eau du béton est aussi diminuée par l'ajout de fumée de silice pour un taux de remplacement optimal de 10 % (Perraton et al., 1988).

### CHAPITRE 3 INFILTRATION À TRAVERS UN BÉTON FISSURÉ

Lorsque le béton est soumis à un chargement mécanique, des micro- ou macrofissures peuvent se former. En plus de ces fissures d'origine mécanique, des fissures d'origine hydrique (ex : retrait endogène, retrait de dessiccation), thermique (ex : variation de température, gel-dégel, chaleur d'hydratation) ou chimique (ex : réaction alcali-granulats, corrosion des armatures) peuvent également apparaître.

La perméabilité du béton varie selon l'état de fissuration : lorsque des fissures apparaissent et se développent, la perméabilité du béton fissuré augmente. Plus les fissures présentes dans le béton et à sa surface sont interconnectées et plus le béton est perméable (Wang et al., 1997).

Il n'est pas toujours aisé de rendre compte du lien existant entre la sollicitation exercée sur une structure et la perméabilité de celle-ci ou encore entre l'état de fissuration de la structure et la perméabilité associée. Ceci s'explique par la difficulté de mettre en place des essais représentatifs de la réalité des structures en service. Ainsi, malgré la présence de nombreuses études portant sur la perméabilité de spécimens en béton sollicités en traction, en compression ou en flexion (un résumé de ces études peut être trouvé dans Hoseini et al. (2009)), des inconnues subsistent en ce qui a trait à la perméabilité à l'échelle de la structure. Les structures, renforcées d'armatures en acier, sont soumises en permanence à des efforts et sont multifissurées en service. Néanmoins, la plupart des essais de perméabilité effectués sur du béton fissuré ont été menés sur des spécimens déchargés, et comprenant souvent une seule fissure (Aldea et al., 2000; Aldea et al., 1998; Picandet et al., 2009). Étudier l'écoulement d'eau à travers une seule fissure est essentiel pour comprendre le lien existant entre les propriétés d'une fissure (ouverture, longueur, rugosité, etc.) et la perméabilité. Cela ne donne pas de renseignement cependant sur la perméabilité d'une structure multi-fissurée en service qu'elle soit ou non renforcée. De plus, l'application du chargement est parfois indirecte (Aldea et al., 1998; Gérard et al., 1996; Rapoport et al., 2002; Wang et al., 1997), résultant en un champ de contrainte non-uniforme. Dans d'autres études, la fissuration est contrôlée par la présence d'une entaille sur le spécimen avant de démarrer la sollicitation (Charron et al., 2007; Reinhardt et al., 1998). Pour finir, le nombre d'études portant sur du béton armé est limité (Greiner & Ramm, 1995; Rizkalla et al., 1984; Tsukamoto & Wörner, 1991; Ujike et al., 1990) et la plupart des études de perméabilité sont donc menées sur du béton non armé.

Dans les parties qui suivent sont présentés des résultats de perméabilité obtenus pour des bétons fissurés. Dans une première partie sont présentés succinctement les résultats de perméabilité obtenus sur des bétons sollicités en compression. Par la suite, l'accent sera mis sur la perméabilité des bétons sollicités en traction. Dans cette dernière partie, une distinction sera faite entre le béton non renforcé, le béton renforcé de fibres et le béton armé.

### 3.1 Perméabilité des bétons sollicités en compression

La première idée pour étudier la perméabilité des bétons fissurés fut d'effectuer des essais de perméabilité sur un spécimen sollicité en compression, les tests de compression uniaxiale étant souvent plus simples à mettre en place que les essais de traction.

La plupart des études à ce sujet ont obtenu des résultats similaires en termes d'évolution de la perméabilité en fonction de l'augmentation de la sollicitation en compression. Une diminution de la perméabilité est tout d'abord observée lorsque l'effort de compression reste inférieur à un certain seuil. Ce seuil se situe souvent entre  $0.3 \cdot f_c$  (Banthia & Bhargava, 2007; Bhargava & Banthia, 2008) et  $0.5 \cdot f_c$ ,  $f_c$  représentant la résistance ultime du béton en compression. L'existence de ce seuil s'explique par le comportement mécanique du béton sollicité en compression. En effet, avec une sollicitation en compression uniaxiale supérieure à  $0.3 \cdot f_c$ , des microfissures se forment autour des granulats, jusqu'à environ  $0.4-0.5 \cdot f_c$  pour un béton ordinaire (Kermani, 1991). Une fois ce stade atteint, ces fissures se propagent dans le béton et s'interconnectent en un réseau continu. Une fois le seuil de formation des microfissures dépassé, la perméabilité augmente à mesure que les fissures s'interconnectent. Le comportement global se divise en trois phases :

- 1) Diminution de la perméabilité due à la compression des pores : consolidation du matériau ;
- 2) Légère augmentation de la perméabilité ou perméabilité constante : compétition entre la consolidation et la formation de microfissures ;
- 3) Augmentation significative de la perméabilité (interconnexion des microfissures).

Les niveaux de contrainte correspondant aux différentes phases peuvent varier légèrement d'une étude à l'autre (**Tableau 3.1**). Il est intéressant de noter que les mêmes étapes d'évolution de la perméabilité ont lieu pour des roches sollicitées en compression (Gérard et al., 1997). Dans ce

cas, a tout d'abord lieu une phase dite de consolidation pendant laquelle la perméabilité diminue ou reste constante puis, après un certain seuil de sollicitation, la perméabilité augmente.

La nature du béton a une influence sur la valeur du seuil à partir duquel la perméabilité cesse de diminuer. Ce seuil est atteint pour une contrainte plus importante pour un béton haute performance. Néanmoins, la perméabilité d'un béton ne peut pas être reliée par une relation simple à sa résistance en compression.

Il est également intéressant de noter que l'effet d'un chargement de compression sur la perméabilité d'un béton est d'autant plus important si celui-ci est soumis à des contraintes extérieures au jeune âge, lorsqu'il n'a pas encore atteint sa résistance optimale (Banthia et al., 2005). Ceci montre l'importance de prêter une attention particulière au béton au jeune âge en évitant toute sollicitation inadéquate avant qu'il n'atteigne une certaine maturité.

**Tableau 3.1 : Phases d'évolution de la perméabilité de spécimens de bétons sollicités en compression**

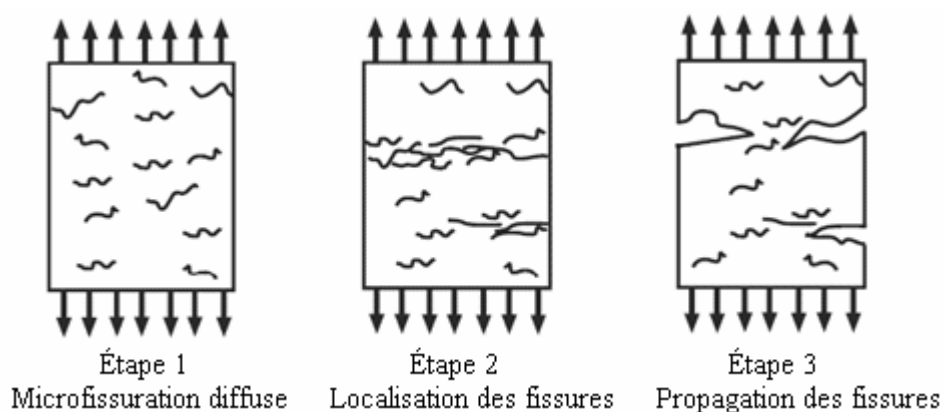
Référence	Type de perméabilité	Résultats phase pré-pic
(Meziani & Skoczylas, 1999)	Perméabilité à l'argon sur spécimens de mortier sollicités en compression par un chargement triaxial conventionnel	1) Diminution de la perméabilité jusque $0.2-0.3 \cdot f_c$ 2) Perméabilité constante jusque $0.7-0.75 \cdot f_c$ 3) Augmentation de la perméabilité
(Choinska, 2006) (Choinska et al., 2007)	Perméabilité à l'azote sur spécimens de béton ordinaire sollicités en compression uniaxiale	1) Diminution de la perméabilité jusque $0.4 \cdot f_c$ 2) Légère augmentation de la perméabilité jusque $0.75-0.8 \cdot f_c$ 3) Augmentation significative de la perméabilité
(Sugiyama et al., 1996)	Perméabilité au nitrogène sur spécimens de béton léger structural et sur spécimens de béton ordinaire (avec $E/C = 0.4$ et $0.6$ )	1) Diminution de la perméabilité (ou phase constante) jusque $0.45-0.55 \cdot f_c$ 2) Légère augmentation de la perméabilité jusque : - $0.82-0.89 \cdot f_c$ pour le béton léger - $0.76-0.79 \cdot f_c$ pour le béton ordinaire 3) Augmentation significative de la perméabilité
(Kermani, 1991)	Perméabilité à l'eau sur béton ordinaire (BO) de 30 MPa sans et avec additifs (pouzzolanes ou agents entraîneurs d'air)	1) Diminution de la perméabilité jusque $0.4 \cdot f_c$ pour le BO sans additifs. Lorsqu'il y a des additifs, légère augmentation de la perméabilité jusque $0.3 \cdot f_c$ 2) Augmentation de la perméabilité entre $0.4$ et $0.7 \cdot f_c$ pour tous les mélanges

## 3.2 Perméabilité des bétons sollicités en traction

La plupart des éléments de structures en béton, en service, sont sollicités en flexion par l'application d'un chargement externe. Une face de ces éléments est alors comprimée et l'autre tendue. La fissuration de ces éléments de structures est principalement observée dans la partie tendue, et plus particulièrement dans la zone de recouvrement des barres d'armatures. Les fissures dans les structures résultent donc plutôt de sollicitations en traction. Pour cette raison, les études de perméabilité se sont de plus en plus concentrées sur le béton sollicité en traction plutôt qu'en compression. L'influence de la fissuration résultant de l'application d'un chargement en traction est présentée dans la suite de cette section.

### 3.2.1 Bétons non renforcés

Lors de sa mise en charge, le béton a tout d'abord un comportement linéaire élastique. Par la suite le béton commence à se fissurer et présente un comportement non linéaire. La fissuration du béton sollicité en traction peut être décomposée en plusieurs étapes (**Figure 3.1**).

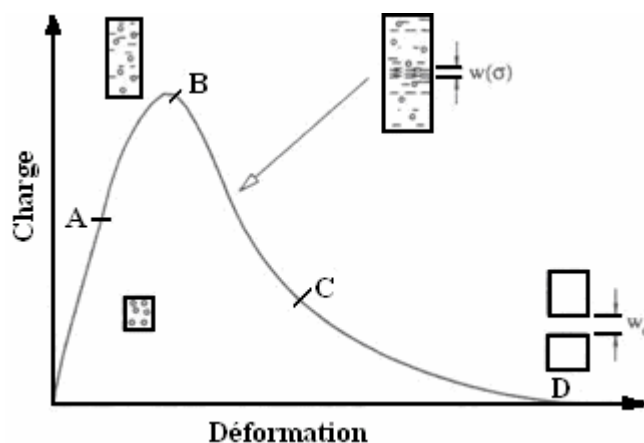


**Figure 3.1 : Grandes étapes du processus de fissuration d'un spécimen de béton sollicité en traction uniaxiale (Ismail 2006)**

Ces différentes phases peuvent être repérées sur la courbe de comportement du béton sollicité en traction (**Figure 3.2**) :

- Développement d'une microfissuration diffuse entre 40 et 90 % de la charge maximale,  $F_t$  ;
- Localisation d'une macrofissure, entre 90 et 100 % de la charge maximale ;

- Ouverture de la macrofissure dans la partie post-pic. Cette macrofissure est perpendiculaire aux efforts de traction.

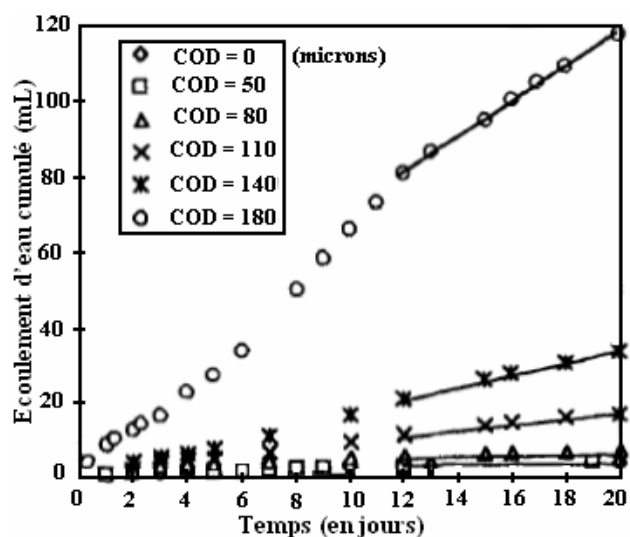


**Figure 3.2 : Comportement du béton sollicité en traction (Mivelaz, 1996)**

Des études de perméabilité menées sur des spécimens sollicités préalablement par un essai brésilien (Aldea et al., 2000; Aldea et al., 1998, 1999a, 1999b; Rapoport et al., 2002; Wang et al., 1997) ont permis d'établir des liens entre la perméabilité et l'ouverture de fissure.

Wang et al. (1997) ont d'abord créé des fissures dans des spécimens en béton de rapport E/C de 0.41 et de résistance à la compression,  $f'_c$ , de 45 MPa, via un essai brésilien. L'ouverture de fissure a pu être enregistrée par 2 LVDTs (*Linear Variable Displacement Transducers* – capteurs de déplacement linéaire) positionnés perpendiculairement à la direction de chargement. Ensuite ils ont réalisé un essai de perméabilité à l'eau sur les spécimens. L'étude a démontré que la perméabilité du béton n'est pas réellement modifiée pour une ouverture de fissure inférieure à 50  $\mu\text{m}$  (**Figure 3.3**). Passé ce seuil, et ce jusqu'à une ouverture de fissure de 200  $\mu\text{m}$ , la perméabilité augmente rapidement. Pour une ouverture de fissure plus grande, le taux d'augmentation de la perméabilité se stabilise et la perméabilité continue d'augmenter avec l'augmentation de l'ouverture de fissure.





**Figure 3.3 : Écoulement de l'eau à travers le béton en fonction de l'importance de l'ouverture des fissures (COD) (Wang et al., 1997)**

Ce type d'étude a également été réalisé pour d'autres ouvertures de fissures ainsi que pour des mortiers ou d'autres types de bétons de différentes performances (Aldea et al., 1998; Rapoport et al., 2002). Ces travaux ont permis de constater que la perméabilité sur des spécimens fissurés diffère selon le type de matériau étudié. Pour une ouverture de fissure de 100  $\mu\text{m}$ , par exemple, le coefficient de perméabilité est plus faible pour un mortier que pour un béton ordinaire.

Les études de la perméabilité à travers une seule fissure mettent bien en relief le fait que l'ouverture de fissure influence de manière significative la perméabilité du béton. Celle-ci est en effet proportionnelle au cube de l'ouverture de fissure (Charron et al., 2008). Effectivement, lorsque l'écoulement d'un fluide à travers une fissure est considéré, la première approche est souvent de supposer l'écoulement laminaire d'un fluide incompressible (cas de l'eau) entre deux plans parallèles lisses (loi de Poiseuille exprimée par l'**Équation 3.1**). L'écoulement  $q_o$  est, dans cette relation, proportionnel au cube de l'ouverture de fissure. La démonstration de cette équation (Viollet et al., 2003) est présentée en **Annexe 1**. Cette équation applicable à une fissure idéale est modifiée par l'ajout d'un facteur de réduction  $\zeta$  pour être adaptée au béton (**Équation 3.2**). Ce facteur permet d'introduire la rugosité de la fissure et la variation d'ouverture de fissure (notamment au niveau de la barre d'armature dans le cas du béton armé). Ces paramètres amènent une diminution de l'écoulement d'eau par rapport à la fissure idéale. Les valeurs du facteur de rugosité  $\zeta$  varient selon les études et le type de spécimen étudié. Quelques exemples

sont donnés dans le **Tableau 3.2**. La notion de fissure effective, souvent utilisée, est égale à  $(w \cdot \zeta^{1/3})$ . En ce qui concerne le facteur  $\zeta$ , il possède plusieurs appellations : facteur de rugosité, facteur de correction, coefficient de débit, etc.

$$q_0 = \frac{\Delta p \cdot b \cdot w^3}{12 \cdot \eta \cdot d} \quad (3.1)$$

Avec  $q_0$  l'écoulement d'eau au travers d'une fissure lisse idéale ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;  
 $\Delta p$  la différence de pression entre l'intérieur et l'extérieur de la fissure ( $\text{N}/\text{m}^2$ ) ;  
 $b$  la longueur de la fissure (m) : celle visible à la surface de la structure ;  
 $w$  l'ouverture de fissure (m) ;  
 $d$  la longueur du chemin d'écoulement (m) : correspond à la largeur du spécimen de béton, les fissures étant traversantes ;  
 $\eta$  la viscosité absolue ( $\text{N} \cdot \text{s}/\text{m}^2$ ).

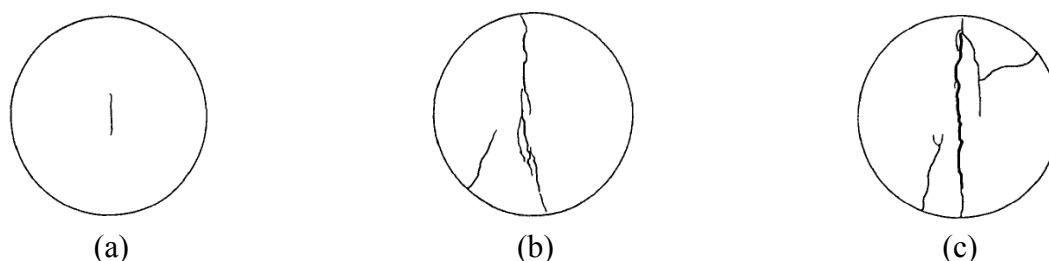
$$q_0 = \frac{\zeta \cdot \Delta p \cdot b \cdot w^3}{12 \cdot \eta \cdot d} \quad (3.2)$$

**Tableau 3.2 : Valeurs de  $\zeta$  pour différentes études de perméabilité**

Type de perméabilité	Valeur du facteur $\zeta$	Référence
Perméabilité au glycol sur du BFUP (solicitation en traction uniaxiale)	$9.1 \times 10^{-4}$	(Charron et al., 2008)
Perméabilité à l'eau sur du BO fissuré par essai brésilien	0.27	(Aldea et al., 2000)
Perméabilité à l'eau sur des bétons non fibrés et avec différentes quantités de fibres	Variation linéaire de 0 à 0.1 (0 à 0.05 pour les bétons fibrés) pour $w = 0.1$ à $0.4$ mm	(Tsukamoto & Wörner, 1991)
Perméabilité à l'eau sur BO	entre 0.037 et 0.296	(Clear, 1985)

Par l'ajout de fibres dans le béton, le facteur  $\zeta$  diminue car les fissures deviennent plus rugueuses et se subdivisent souvent en plus petites fissures. Inversement, sa valeur croît avec l'augmentation de l'ouverture de fissure (Breysse & Gérard, 1997; Tsukamoto & Wörner, 1991). Ceci s'explique par le fait que les changements de géométrie ainsi que de rugosité des lèvres des fissures deviennent moins importants par rapport à l'ouverture globale. Le coefficient  $\zeta$  semble lié à l'ouverture de fissure par une relation linéaire (Tsukamoto & Wörner, 1991).

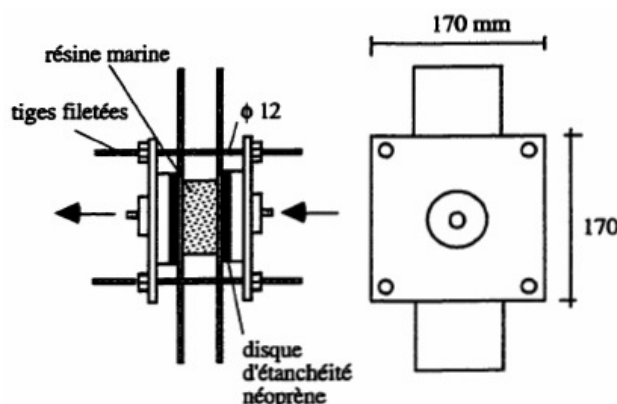
L'ouverture d'une fissure est ainsi un paramètre dominant qui influence le débit d'infiltration d'un fluide à travers un béton fissuré. Il est cependant intéressant de remarquer que d'autres caractéristiques de la fissure, bien que moins dominantes, peuvent intervenir : la rugosité, lorsque l'ouverture reste faible, la connectivité des fissures, leur longueur, leur tortuosité, etc. (Mivelaz, 1996). L'influence de ces paramètres, couplés ou non, est moins évidente à étudier. Il s'agit en effet de paramètres qui apparaissent en même temps que l'ouverture de fissure (**Figure 3.4**) et il est souvent complexe de maîtriser indépendamment ces paramètres.



**Figure 3.4 : Développement des fissures et de leur ouverture sous l'effet d'une contrainte de traction (Wang et al., 1997)**

(a)  $w = 50 \mu\text{m}$ , (b)  $w = 350 \mu\text{m}$  et (c)  $w = 900 \mu\text{m}$

Une autre approche consiste à étudier l'évolution de la perméabilité en fonction du niveau de sollicitation en traction plutôt que de considérer la perméabilité en fonction des ouvertures de fissures (Gérard et al., 1996). Pour l'étude de Gérard et al. (1996), le dispositif BIPÉDE (Base d'Identification de la Perméabilité et de l'Endommagement), présenté à la **Figure 3.5**, a été développé. Dans ce dispositif, l'effort de traction est transmis par deux plaques d'acier collées sur les deux faces du spécimen. Ces plaques sont trouées au niveau du centre du spécimen pour permettre l'écoulement d'eau par cet orifice. Les mesures de perméabilité se font sous sollicitation (Gérard et al., 1998). Entre le spécimen et les plaques d'acier se trouvent des « bagues » de caoutchouc afin d'éviter que les plaques permettant le serrage du système ne rigidifient le spécimen de béton pendant le chargement. Un élastomère est appliqué sur les faces latérales du spécimen pour sceller ces bords et avoir ainsi un écoulement unidirectionnel. Les essais de perméabilité ont dans un premier temps été menés sur deux types de bétons (un béton ordinaire et un béton haute performance). Les premiers essais furent menés sur des spécimens déchargés. Par la suite des bétons plus performants ont été testés et les essais de perméabilité ont eu lieu pendant la sollicitation du spécimen.

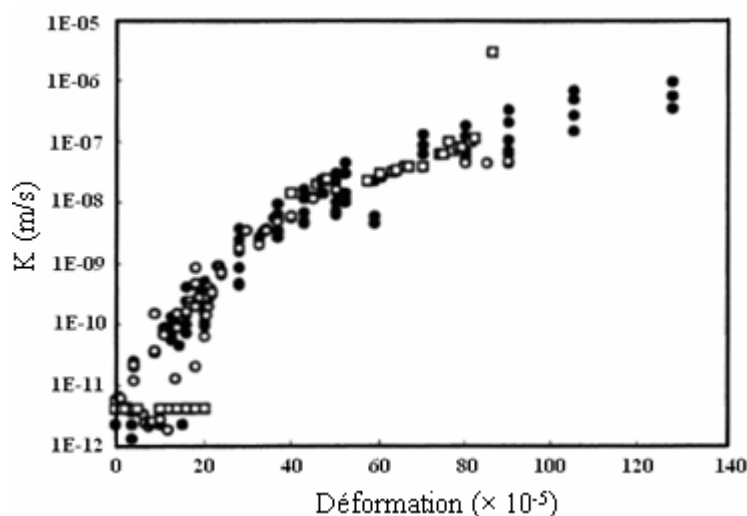


**Figure 3.5 : Dispositif BIPEDE pour l'essai de perméabilité (Gérard, 1996)**

Lors des essais de perméabilité à l'eau sur les spécimens sollicités (Gérard et al., 1998), il est possible de distinguer plusieurs phases d'évolution de la perméabilité. La **Figure 3.6** présente l'évolution du coefficient de perméabilité,  $K$ , en fonction de la déformation du spécimen pour 3 essais effectués sur des spécimens de rapport E/C de 0.45 et de résistance en compression de 65 MPa à 28 jours. Ces différentes phases sont étroitement liées au comportement mécanique des spécimens testés (Gérard, 1996) :

- Pendant la phase élastique du chargement, l'augmentation de perméabilité reste relativement constante ;
- Ensuite il y a apparition des microfissures et, pour une déformation comprise entre  $1.5$  et  $2 \times 10^{-4}$ , une macrofissure localise. Ce moment est souvent repérable pour l'opérateur de l'essai car il est souvent accompagnée d'un bruit perceptible. À partir de ce moment la perméabilité augmente de manière significative ;
- Enfin les macrofissures se développent et la perméabilité continue d'augmenter.

Ainsi, quelque soit l'approche utilisée (étude perméabilité/ouverture de fissure ou perméabilité/déformation), les résultats de perméabilité sont assez semblables et fortement liés au processus mécanique lors de la sollicitation en traction. Effectivement, dans les deux cas, la présence de macrofissures a un impact majeur sur l'augmentation de la perméabilité et celle-ci est d'autant plus importante que les fissures sont ouvertes.



**Figure 3.6 : Évolution du coefficient de perméabilité à l'eau en fonction de la déformation (Gérard, 1996)**

### 3.2.2 Bétons renforcés de fibres

Les bétons à haute et ultra-haute performance (respectivement BHP et BUP) présentent, à l'état non fissuré, une durabilité accrue par rapport aux bétons traditionnels, notamment grâce à la présence d'ajouts minéraux appropriés. La durabilité de ces BHP et BUP sollicités en traction peut être améliorée par l'ajout de fibres. Les fibres débutent leur action une fois la matrice fissurée en venant couder les fissures. Les microfibres cousent les microfissures, ce qui retarde la création des macrofissures. Ensuite les macrofibres cousent les macrofissures, procurant ainsi au matériau une plus grande ductilité et retardant sa rupture. La présence de fibres a donc plusieurs conséquences sur le comportement mécanique du béton à l'état durci. Elles permettent une augmentation de la contrainte à partir de laquelle la fissuration débute, que ce soit en traction, en flexion ou en cisaillement). Le gain de résistance du béton fibré dépend du mode de chargement et de la quantité de fibres. Lorsque la fraction volumique de fibres augmente, l'effort de traction correspondant à l'apparition de la première fissure augmente. Les fibres permettent également d'améliorer la ductilité en traction du matériau ainsi que son comportement en flexion et en cisaillement. Le gain de ductilité est souvent significatif même dans le cas où le gain de résistance n'est pas trop élevé. La principale conséquence des fibres en matière de durabilité du matériau est que leur présence permet de modifier le développement des fissures et de diminuer l'ouverture des fissures ainsi que leur espacement moyen.

Depuis quelques années, certains chercheurs s'intéressent à évaluer l'impact de la présence de fibres sur la perméabilité et donc la durabilité de ces bétons (Lawler et al., 2002; Rapoport et al., 2002; Tsukamoto & Wörner, 1991). Des études ont été menées sur la perméabilité en traction de bétons renforcés par des microfibres, des macrofibres ou encore par des fibres hybrides (combinaison de micro- et macrofibres, celles-ci pouvant être des matériaux différents). Les microfibres sont définies comme les fibres ayant un diamètre de l'ordre de celui des particules de ciment, donc inférieur ou égal à  $70\text{ }\mu\text{m}$  (Douglas, 1997). Les macrofibres, quant à elles, ont un diamètre plus important (pour un ordre de grandeur, des fibres de  $0.55\text{ mm}$  de diamètre et de  $35\text{ mm}$  de longueur sont souvent utilisées dans des bétons renforcés de fibres (BRF) classiques).

Des essais de perméabilité sur des spécimens de mortier fibrés ou non, soumis à un effort de traction uniaxiale (Lawler et al., 2002), ont montré une nette diminution de la perméabilité en présence d'un fibrage hybride (combinaison de microfibres de PVA et d'acier et de macrofibres d'acier). Cette performance due aux fibres de différentes tailles est également mis en relief par d'autres chercheurs (Rapoport et al., 2002; Tsukamoto & Wörner, 1991). D'après Lawler et al. (2002), l'ouverture de fissure critique de  $100\text{ }\mu\text{m}$  dans le cas d'un mortier non fibré, à partir duquel la perméabilité augmente significativement, devient égale à  $200\text{ }\mu\text{m}$  lorsque le mortier est renforcé par des microfibres de PVA. La présence de fibres limite l'augmentation du débit d'eau avec l'ouverture de fissure globale (la somme des ouvertures de fissures) et a ainsi un effet bénéfique sur la durabilité des bétons.

Tsukamoto et Wörner (1991), en travaillant avec des pourcentages de fibres fréquemment utilisés dans la pratique et en étudiant la perméabilité pour des ouvertures de fissure jusqu'à  $0.4\text{ mm}$ , notent une diminution de la perméabilité avec l'augmentation du pourcentage de fibres jusqu'à atteindre une quantité de fibre optimale. Passé ce seuil, la perméabilité augmente. Ainsi, pour des ouvertures de fissure identiques, le béton contenant  $2.5\%$  en volume de fibres de polyacrylonitrile (longueur de  $6\text{ mm}$  et diamètre de  $104\text{ }\mu\text{m}$ ) est plus perméable que celui en contenant  $1.7\%$ . Tsukamoto et Wörner (1991) expliquent ce résultat par le fait qu'une quantité trop importante de fibres amène une répartition inhomogène de ces dernières dans le béton, diminuant ainsi leur action.

Pour que les fibres aient un effet bénéfique aussi bien sur les propriétés mécaniques que sur les propriétés de transport, il faut que celles-ci remplissent certains critères d'efficacité (Dreux & Festa, 1998) :

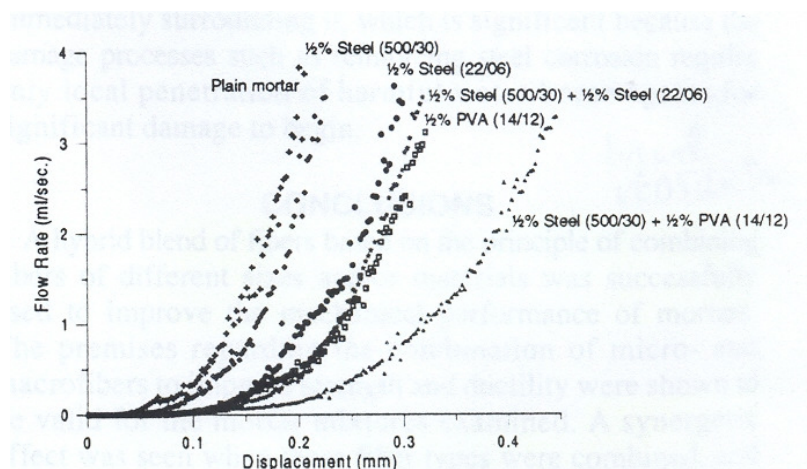
- Avoir une résistance en traction bien supérieure à celle de la matrice dans laquelle elles se trouvent ;
- Adhérer parfaitement à la pâte de ciment ;
- Ne pas être sensible (ne pas être dégradée) au milieu basique du ciment ;
- Garder leurs performances dans le temps ;
- Être capable de supporter des déformations bien supérieures à celles de la matrice pour apporter de la ductilité ;
- Avoir un module élastique élevé pour réduire la déformation de la matrice cimentaire fissurée et mieux contribuer à la reprise de toute la charge ;
- Être insensibles au fluage aux températures normales ou élevées car cela diminue leur efficacité ;
- Avoir un coefficient de poisson inférieur à 0.2-0.25 sinon les fibres ont tendance, sous un effort de traction, à se contracter plus que la matrice et à affecter ainsi l'adhérence entre les deux.

Pour ces raisons, la plupart des fibres utilisées dans les matériaux cimentaires ont une bonne résistance en traction, de bonnes capacités de déformation (d'élongation), un coefficient de poisson comparable à celui de la matrice et un faible fluage aux températures normales. Généralement, le module d'élasticité et le comportement en fluage sont les deux paramètres qui diffèrent le plus entre les types de fibres.

L'adhérence entre les fibres et la matrice cimentaire est un aspect très important pour l'efficacité du renforcement. En présence de longues fibres qui n'adhèrent pas avec la matrice cimentaire, la résistance à la traction de la matrice avec ou sans fibres est identique.

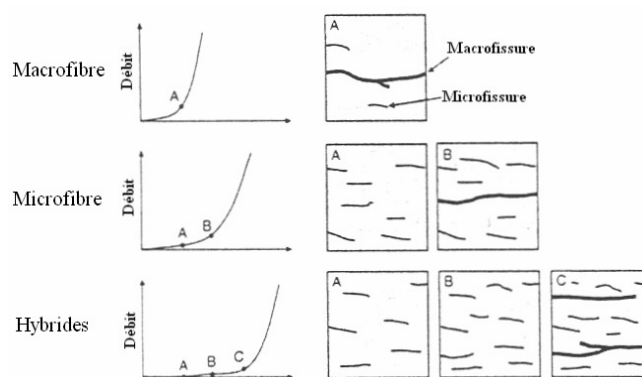
Les microfibres permettent de « coudre » les microfissures et ainsi retarder l'apparition des macrofissures. Pour les bétons renforcés de fibres d'acier, la phase élastique est alors suivie d'un écrouissage important dû à cette action des microfibres. À cette étape là, plus l'effort de traction

est augmenté et plus les fibres vont agir pour empêcher les fissures de trop s'ouvrir jusqu'au moment où les macrofissures apparaissent. Les macrofibres prennent alors le relais et s'occupent de « coudre » cette fois les macrofissures et ainsi freiner leur développement pour retarder la rupture. La dégradation est alors plus lente que dans le cas d'un béton non fibré car les fluides traversent plus difficilement le matériau. L'utilisation d'un fibrage hybride semble intéressante pour essayer de tirer profit à la fois des micro et des macrofibres respectivement sur les micro et macrofissures. La combinaison des deux types de fibres permet de retarder l'ouverture des fissures et de réduire la perméabilité du matériau (Lawler et al., 2002). La **Figure 3.7** rend bien compte de ce phénomène. Pour un même déplacement, la perméabilité est plus faible pour un mortier renforcé par des macrofibres d'acier et des microfibres de PVA que si le renforcement ne comprend que l'une ou l'autre. De plus, le fait d'avoir des fibres fabriquées à partir de matériaux différents est également bénéfique. Il semblerait que, par l'utilisation de matériaux différents pour les fibres, il y ait une interaction positive de ces dernières par combinaison de leur propriétés respectives (par exemple leurs propriétés mécaniques, leurs formes,...). En présence de microfibres, de macrofibres, ou encore des deux, le développement des fissures dans le matériau soumis à un effort de traction est ralenti, retardant ainsi le moment où la dimension de l'ouverture des fissures est assez importante pour que la perméabilité connaisse une augmentation non négligeable (**Figure 3.8**). Il est à noter que le retardement est plus prononcé dans le cas de fibrage hybride.



**Figure 3.7 : Débit d'eau à travers un mortier avec plusieurs types de fibrage (Lawler et al., 2002)**





**Figure 3.8 : Évolution des fissures et des débits avec des microfibres, des macrofibres ou des fibres hybrides (Lawler et al., 2002)**

Le point essentiel à retenir est donc que la présence de fissures dans un béton contribue à augmenter sa perméabilité, mais les bétons fibrés permettent une diminution de la perméabilité du béton endommagé pour une même contrainte en traction. Cette diminution est permise grâce à une meilleure résistance à l'ouverture de fissures (résultant en des ouvertures plus fines), une plus grande tortuosité et de nombreuses branches de fissures. La présence de fibres permet d'obtenir, pour une même proportion de fissures, une distribution plus homogène dans le matériau (Hearn, 1999; Lawler et al., 2002). Si on considère une fissure présentant par exemple une ouverture assez conséquente  $D$  et  $n$  plus petites fissures d'ouverture  $d$  telles que  $nd = D$ , alors le taux d'écoulement de l'eau à travers le béton sera divisé par  $n^2$  par rapport au cas de la fissure d'ouverture  $D$  (Hearn, 1999). La réduction de la perméabilité est donc considérable avec l'utilisation d'un renforcement fibré.

Dans les études sur les bétons fibrés précédemment citées, la perméabilité est souvent exprimée en fonction de l'ouverture de fissure. Une approche différente, similaire à celle proposée dans Gérard et al. (1998), est proposée par Charron et al. (2007). Les essais de perméabilité à l'eau sur des spécimens de BFUP (béton fibré ultra performant) sollicités en traction uniaxiale ont permis de déterminer des contraintes admissibles pour lesquelles les propriétés de transport dans le béton restent acceptables. À partir de cette étude, il a été possible, en faisant l'hypothèse d'une compatibilité des déformations entre l'acier et le béton usuelle pour le béton armé, de déterminer des niveaux de contraintes à ne pas dépasser dans les barres d'armatures selon le niveau d'exposition de la structure (**Tableau 3.3**). Les contraintes admissibles dans les barres d'armatures en conditions de service pour du BFUP armé sont environ 2 fois plus importantes

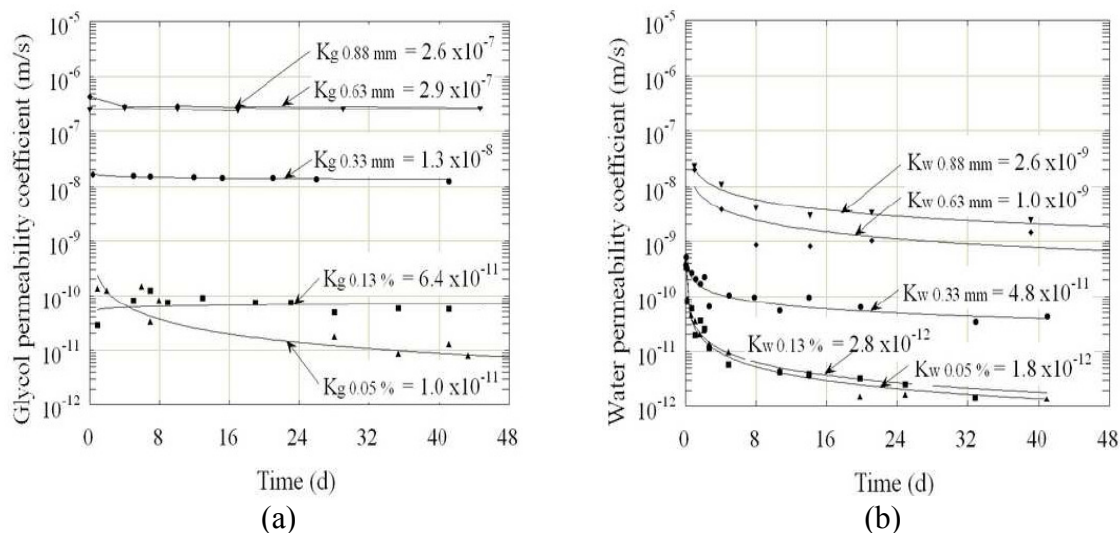
que celles proposées par le CEB-90. Le **Tableau 3.3** indique également que pour une utilisation optimisée du BFUP et de la durabilité que procure ce type de béton, il serait intéressant d'utiliser des barres d'armatures de résistance plus élevée (par exemple avec  $f_y > 650$  MPa) que les barres habituellement utilisées dans les structures en béton armé, afin d'exploiter la bonne capacité de déformation des BFUP tout en évitant de plastifier les armatures.

**Tableau 3.3 : États limites de service pour BFUP renforcé avec des barres d'aciers et sollicité par un chargement quasi-statique (Charron et al., 2007)**

TYPE D'EXPOSITION	EXPOSITION SEVERE Environnement humide avec risque de carbonatation et/ou pénétration d'ions chlorure	EXPOSITION SEVERE Environnement humide avec risque de carbonatation et/ou pénétration d'ions chlorure	EXPOSITION NON SEVERE Environnement sec
<i>Cas de fissuration et demandes spécifiques de la structure</i>	<b>Fissuration préjudiciable ; (étanchéité à l'eau requise)</b>	<b>Fissuration préjudiciable</b>	<b>Fissuration sans préjudice</b>
<i>Déformation maximale du BFUP</i>	0.15 %	0.25 %	> 0.25 %
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block; color: red;">Compatibilité des déformations</div> <i>Contrainte limite dans les armatures</i>	300 MPa	500 MPa	> 500 MPa
<i>Contrainte limite dans les armatures [CEB-90]</i>	150 MPa	240 MPa	> 240 MPa

Dans cette étude, les spécimens ont été sollicités en traction uniaxiale avec fissuration contrôlée. Les essais de perméabilité ont ensuite été menés sur les spécimens déchargés. Les résultats indiquent que la perméabilité augmente graduellement avec le chargement appliqué, puis, à partir d'un certain seuil (déformation de 0.33 %), une augmentation plus significative est observée. Cette étude a également permis de mettre en relief la présence d'autocicatrisation au cours des essais. En effet, la même étude de perméabilité menée avec de l'eau ou du glycol a permis de constater que le seuil de déformation à atteindre avant de noter une augmentation de la perméabilité est moins élevé dans le cas du glycol que dans le cas des essais à l'eau (Charron et al., 2008), malgré le fait que les deux fluides ont des viscosités similaires. Lorsque le fluide utilisé est de l'eau, l'augmentation de perméabilité n'a pas lieu avant d'atteindre une ouverture de fissure de 0.13 mm alors qu'à ce niveau d'endommagement, il y a une augmentation de la

perméabilité au glycol. Ce résultat serait alors dû au fait que dans le cas de l'eau, celle-ci réagit avec le ciment anhydre présent en surface des fissures pour produire des CSH colmatant les fissures alors que le glycol ne réagit pas avec les composés du béton.



**Figure 3.9 : Coefficient de perméabilité en fonction de la déformation du spécimen (Charron et al., 2008)**

(a) Perméabilité au Glycol, (b) Perméabilité à l'eau

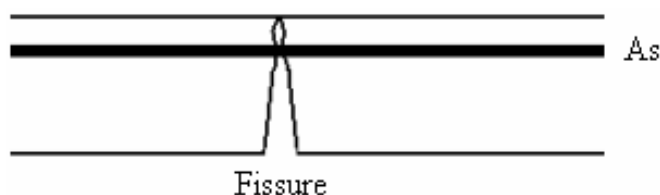
Au vue des résultats précédents, la présence de fibres semble être bénéfique en termes de durabilité pour les bétons. Bien que le coût initial de fabrication soit généralement un peu plus élevé pour ces bétons par rapport aux bétons conventionnels, ils sont de bons candidats pour des constructions futures ou pour la réhabilitation d'infrastructures existantes. Le surcoût amené par l'ajout de fibre par rapport à l'utilisation d'un béton non fibré risque fortement d'être rentabilisé par une meilleure durabilité et la diminution des coûts d'entretiens ainsi que des coûts sociaux (diminution du trafic dû aux travaux par exemple).

### 3.2.3 Bétons armés

Dans les sections précédentes du chapitre, il était question de béton non armé. Cependant, dans la plupart des structures, le béton est renforcé par des barres d'armatures d'acier de différents diamètres afin d'améliorer le comportement en traction de la structure.

Ces armatures amènent une diminution de perméabilité par rapport à un même spécimen non armé (Greiner & Ramm, 1995; Riva et al., 1999). Des réductions de 30 % par rapport à un béton

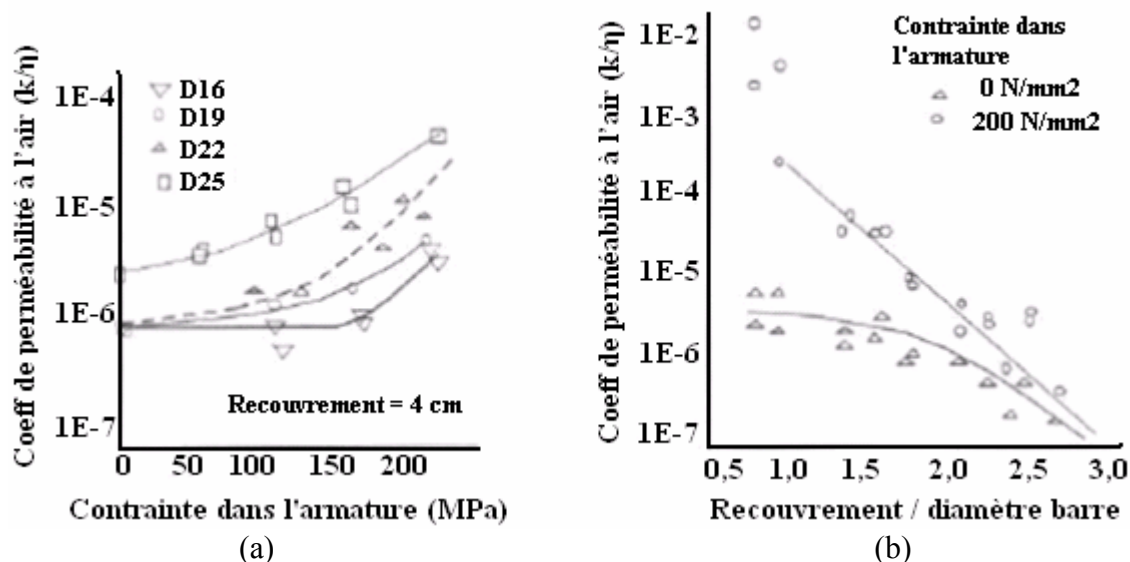
ordinaire non armé ont été observées par Tsukamoto et al. (1991) dans l'écoulement de fuel (essence). La réduction s'élève à 50 % lorsque des fibres sont ajoutées. La réduction de perméabilité due aux barres de renforcement est liée au fait que les ouvertures de fissures sont plus petites dans la région située autour de la barre d'armature (**Figure 3.10**). En renforçant un spécimen de béton, l'aire effective de « fuite » à travers le spécimen est alors diminuée. Il est toutefois important de mentionner que l'ouverture au niveau de la barre d'armature est plus faible que celle observable à la surface du spécimen.



**Figure 3.10 : Réduction de l'ouverture de fissure près de la barre d'armature**

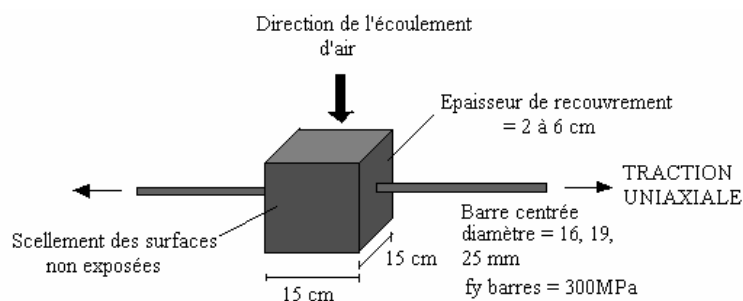
Plusieurs paramètres ont une importance lorsque la perméabilité d'un béton armé est considérée :

- Le pourcentage d'armature : plus ce pourcentage est élevé, plus la perméabilité est faible (Gérard et al., 1997; Greiner & Ramm, 1995; Mivelaz, 1996) ;
- Le diamètre d'armature : pour une section de spécimen et une contrainte de traction données, le coefficient de perméabilité est d'autant plus grand que le diamètre d'armature est élevé ;
- Niveau d'adhérence béton/barre d'armature (Gérard et al., 1997; Mivelaz, 1996) ;
- Le rapport de l'épaisseur de recouvrement sur le diamètre des barres d'armature : plus ce rapport est grand et plus la perméabilité diminue (Mivelaz, 1996; Ujike et al., 1990). Ujike et al. (1990) ont montré qu'il existe une relation de linéarité entre ce rapport et le coefficient de perméabilité à l'air sous chargement (**Figure 3.11b**). Dans leur étude, le spécimen (**Figure 3.12**) est sollicité en traction pour atteindre des niveaux de sollicitation préalablement définis. Une fois le niveau voulu atteint, la contrainte est maintenue et le dispositif de perméabilité à l'air positionné.



**Figure 3.11: Évolution du coefficient de perméabilité à l'air (Ujike et al., 1990)**

(a) versus le niveau de sollicitation en traction, (b) versus du rapport épaisseur de recouvrement sur diamètre de la barre d'armature

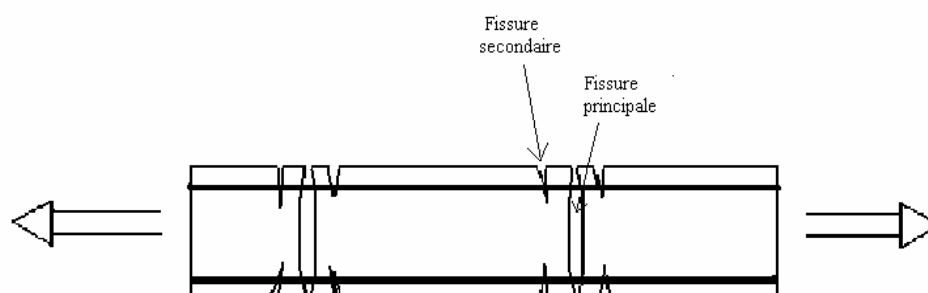


**Figure 3.12 : Specimen de l'étude de Ujike et al. (1990) pour des essais de perméabilité à l'air sous sollicitation**

Ces paramètres modifient la fissuration dans le béton en amenant ou non des fissures dites secondaires. En conséquence, ils influencent la perméabilité d'un béton (Mivelaz, 1996).

Les fissures principales, aussi appelées fissures primaires ou traversantes, apparaissent dans les premiers niveaux de chargement puis des fissures secondaires peuvent ensuite apparaître. Ces dernières sont localisées autour des barres d'armatures et ne traversent pas le spécimen de béton. Lorsque ces fissures surviennent, elles contribuent à une fermeture partielle des fissures primaires (Figure 3.13). La présence de fissures secondaires aux abords des barres d'armature modifie l'ouverture des fissures principales. En se créant, les fissures secondaires diminuent le flux du

fluide traversant. La formation des fissures secondaires est favorisée lorsque la performance des bétons augmente.



**Figure 3.13 : Schéma représentatif des fissures principales et secondaires**

Quelques dispositifs ont été conçus pour permettre des mesures de perméabilité à l'air sur un spécimen de béton armé sollicité en traction (Riva et al., 1999; Rizkalla et al., 1984). Les études de perméabilité à l'air sur du béton armé intéressent particulièrement le domaine nucléaire. Il est en effet très important que les enceintes de confinement des bâtiments réacteurs des centrales nucléaires aient une bonne étanchéité afin d'éviter les rejets de produits radioactifs dans l'environnement suite à une fissuration des enceintes.

Dans ces dispositifs, les spécimens de bétons armés (renforcés par 2 barres pour Rizkalla et al. (1984) et par une barre pour Riva et al. (1999)), sont sollicités en traction uniaxiale jusqu'à atteindre des niveaux de sollicitation prédéfinis. Une fois ce niveau atteint, l'effort est maintenu et un essai de perméabilité à l'air a lieu. Le dispositif de perméabilité proposé par Rizkalla et al. (1984) présente des aspects intéressants à considérer lors de la conception d'un dispositif devant fonctionner simultanément à la sollicitation en traction du spécimen. On peut en outre noter l'utilisation de matériaux de scellement présentant de bonnes propriétés de déformabilité : du caoutchouc renforcé (Lau, 1982).

## CHAPITRE 4 LE PHÉNOMÈNE DE CICATRISATION DANS LE BÉTON

### 4.1 Qu'est-ce que la cicatrisation ?

#### 4.1.1 Vocabulaire dans la littérature

Le terme cicatrisation est souvent associé au domaine médical pour désigner « la réparation spontanée d'un tissu de l'organisme atteint d'une lésion » (Dictionnaire Larousse). Ce terme a été étendu au domaine du béton pour désigner la cicatrisation/réparation des fissures présentes sur les structures. Les phénomènes en jeu dans ce processus peuvent être de différentes natures. Certains sont des conséquences des propriétés inhérentes au matériau : en présence d'eau des réactions chimiques ou physiques ont lieu au sein des fissures et permettent de reboucher (partiellement ou en totalité) ces dernières. Les fissures peuvent également être cicatrisées/réparées par injection de différents produits de scellement.

Dû à la nature différente des phénomènes permettant de reboucher les fissures, divers termes sont utilisés dans la littérature selon le type de cicatrisation étudié. Ces termes sont très proches et le lecteur peut parfois se mélanger entre les différentes notions. En effet, différents auteurs emploient parfois un même mot pour désigner des phénomènes distincts et, à l'inverse, un même phénomène est parfois désigné par des mots différents. Il est alors intéressant de faire le point sur le vocabulaire utilisé dans la littérature afin d'avoir les idées claires sur les termes à employer selon le phénomène étudié. Ceci permet d'éviter une mauvaise interprétation des données de la littérature.

L'importance d'avoir une « nomenclature » commune, aussi bien dans le domaine de la recherche que dans celui de l'industrie du béton, a été soulignée par Igarashi et al. (2009). Ce comité technique s'est réuni durant la convention annuelle de l'institut Japonais du béton (JCI : Japan Concrete Institute) en 2008 afin de faire le point sur les connaissances actuelles sur la cicatrisation des fissures. Les membres de ce comité se sont alors penchés sur les phénomènes répertoriés dans la littérature au sujet de l'autocicatrisation et de la réparation dans les matériaux cimentaires, dans le but de définir et classer les différents phénomènes en jeu. La division des phénomènes proposées par Igarashi et al. (2009) est résumée dans le **Tableau 4.1**. Une

distinction est tout d'abord faite entre la cicatrisation autogène et la cicatrisation/réparation provoquée par l'homme. Ces deux catégories sont ensuite redivisées en deux. La cicatrisation autogène comprend la cicatrisation naturelle ainsi que la cicatrisation autonome. La cicatrisation/réparation provoquée par l'homme, quant à elle, comprend également la cicatrisation autonome à laquelle s'ajoute la réparation active. Dans le **Tableau 4.1**, les termes en anglais ont été conservés afin de ne pas perdre d'information au niveau du vocabulaire employé. Afin de montrer que les termes employés pour désigner les phénomènes à l'origine de la cicatrisation des fissures ne sont pas toujours unanimes dans la littérature, le **Tableau 4.2** rend compte de la division des phénomènes retrouvée dans Schlangen et Joseph (2009). Dans cette étude, la cicatrisation autogène et la cicatrisation autonome sont deux types différents de cicatrisation, contrairement à Igarashi et al. (2009) pour qui la cicatrisation autonome est une sous division de la cicatrisation autogène. Cette différence de classement est essentiellement due à la définition de la cicatrisation autonome qui diffère entre ces deux études.

Malgré ces différences, la cicatrisation autogène est, dans les deux cas (**Tableau 4.1** et **Tableau 4.2**), associée à la capacité du béton, une fois fabriqué, à reboucher partiellement ou en totalité les fissures, en présence d'eau grâce à des phénomènes chimiques et physiques au sein de la fissure. Ce type de cicatrisation ne nécessite pas d'intervention humaine extérieure une fois le béton coulé et fait appel uniquement aux mécanismes activant les ingrédients de base du matériau. Neville (2002) définit la cicatrisation autogène comme le phénomène permettant de restaurer la continuité des deux lèvres d'une fissure sans intervention extérieure au matériau. À nouveau, dans les études portant sur la cicatrisation autogène, différents termes sont employés dans la littérature anglophone: « self-healing », « self-sealing » et « autogenous healing ». Ces termes ont ici été conservés en anglais pour conserver la subtilité entre healing et sealing, qui serait perdue lors de la traduction en français. Dans le cadre de cette revue de la documentation et de ce projet de recherche, le phénomène discuté et étudié est celui de la cicatrisation autogène. Ainsi, dans la suite de ce chapitre, le terme cicatrisation désignera la cicatrisation autogène.



**Tableau 4.1 : Vocabulaire employé dans Igarashi et al. (2009) pour désigner les différents phénomènes de cicatrisation/réparation (self-healing/repairing)**

<b>Cicatrisation autogène (autogenous healing)</b>	<b><i>Cicatrisation naturelle (natural healing)</i></b> Cicatrisation ayant lieu naturellement dans un environnement humide sans action particulière sur le matériau (ex : l'hydratation des grains de ciment anhydre au sein d'une fissure)
	<b><i>Cicatrisation autonome (autonomic healing)</i></b> Cicatrisation résultant de l'optimisation du matériau (ex : ajouts de cendres volantes, d'agents expansifs, de fibres, l'utilisation de bactéries)
<b>Cicatrisation/réparation provoquée par l'homme (engineered healing/repairing)</b>	<b><i>Réparation active (activated repairing)</i></b> Cicatrisation permise grâce à un mécanisme ajouté au béton et qui permet de colmater les fissures lorsqu'elles se forment. Il faut une stimulation extérieure pour activer la réparation (ex : inclusion de microcapsules, de tubes fragiles coulés dans le béton et qui libèrent des produits de colmatage lors de la fissuration)

**Tableau 4.2 : Vocabulaire employé dans Schlangen et Joseph (2009) pour désigner les différents phénomènes de cicatrisation/réparation**

<b>Cicatrisation autogène (autogenic healing)</b>	Phénomène apparaissant naturellement dû à des phénomènes chimiques, physiques et mécaniques. Phénomène « inhérent » au matériau (ex : gonflement et hydratation de la pâte de ciment, formation de carbonate de calcium, blocage physique par des particules de béton ou autres impuretés)
<b>Cicatrisation autonome (autonomic healing)</b>	Il s'agit de la cicatrisation possible dans un matériau composite incorporant des agents scellants qui peuvent être encapsulés dans le béton puis libérés automatiquement lors de la formation de la fissuration (mode actif) ou appliqués par intervention humaine (mode passif) (ex : résines époxy, cyanoacrylates (super-glue), etc))

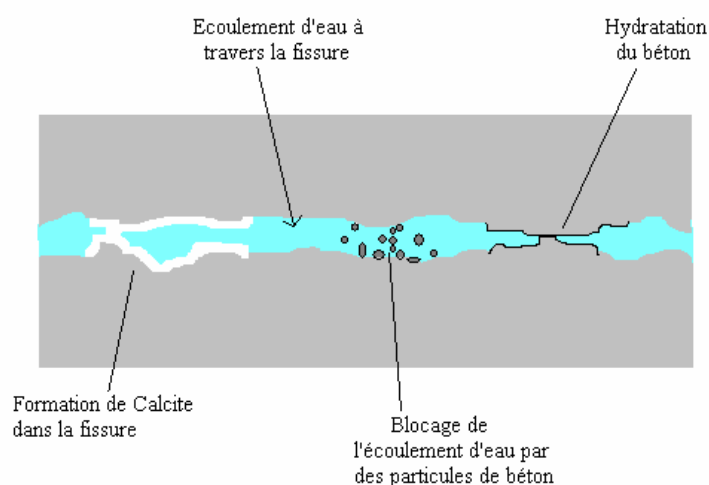
#### 4.1.2 Phénomènes en jeu dans le processus de cicatrisation autogène

Pendant longtemps, les informations au sujet du phénomène de cicatrisation étaient limitées. La première description de la cicatrisation revient à l'Académie française des Sciences en 1836 (Clear, 1985; Hearn, 1998). Par la suite, de nombreux chercheurs ont étudié le phénomène de cicatrisation et ont confirmé son existence : en présence d'eau dans une fissure, cette dernière est capable de se refermer en partie ou en totalité.

Cependant, comme le mentionnent Neville (2002) et Hearn (1998), la littérature n'a pas toujours été unanime en ce qui a trait aux phénomènes à l'origine de la cicatrisation des fissures. Plusieurs phénomènes en jeu dans le processus de cicatrisation sont mentionnés dans la littérature. Certaines études concluent qu'un seul phénomène est à l'origine de la cicatrisation, alors que d'autres pensent qu'il s'agit d'effets couplés de différents phénomènes physico-chimiques. Les principaux phénomènes pouvant potentiellement être à l'origine de la cicatrisation étaient déjà identifiés en bonne partie dans les années 30 (Turner, 1937) et sont reportés dans quasiment toutes les introductions des articles portant sur ce sujet.

Les phénomènes suivants peuvent alors avoir lieu (**Figure 4.1**) :

- la formation de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) et, plus spécifiquement de calcite, dans la fissure (Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Homma et al., 2009; Lauer & Slate, 1956; Li & Yang, 2007; Loving, 1936; Nanayakkara, 2003) ;
- l'hydratation continue du ciment non hydraté (ciment anhydre) dans le chemin d'écoulement (lèvres de la fissure pour le cas des bétons fissurés) (Li & Li, 2011; Schlangen et al., 2006; Zhong & Yao, 2008) ;
- le blocage de l'écoulement d'eau par la présence d'impuretés dans celle-ci, par des particules de béton qui se sont « détachées » des lèvres de la fissure et qui bloquent le passage de l'eau ou encore par des produits de corrosion dans le cas du béton armé.



**Figure 4.1 : Phénomènes à l'origine de la diminution de l'écoulement d'eau dans le béton (modifiée de Breugel et Guang (2005))**

Hearn (1998) attire l'attention du lecteur sur des phénomènes qui pourraient être interprétés comme des causes de cicatrisation mais qui, en réalité, ne le sont pas. Elle parle dans ce cas de fausse cicatrisation puisqu'il s'agit alors de phénomènes réversibles. Un exemple est le manque de saturation du spécimen dans les essais de perméabilité à l'eau. Dans ce cas, la présence d'air dans la matrice de béton ou encore le gonflement de la pâte de ciment (expansion des CSH) lorsque l'eau pénètre dans le béton, peuvent amener une diminution de la perméabilité dans le temps. Celle-ci peut alors être la conséquence d'une mauvaise saturation et ne pas être nécessairement due à de la cicatrisation. Dans les essais de perméabilité, une mesure de l'écoulement en entrée et en sortie, ou de l'évolution du poids du spécimen permettent de vérifier le bon état de saturation du spécimen testé et d'ainsi éviter une mauvaise interprétation des résultats.

Lorsqu'il y a formation de calcite, des traces blanches sont souvent visibles au niveau des fissures. En 1936, la réaction de carbonatation (formation de  $\text{CaCO}_3$ ) semble à l'origine de la cicatrisation complète de nombreuses fissures présentes dans des aqueducs (Loving, 1936). Ces fissures pouvaient aller jusqu'à des ouvertures en surface de 1.5 mm et avaient été observées 5 ans plus tôt, en 1931, peu de temps après la construction des aqueducs. Lauer et Slate (1956) confirment l'importance de cette réaction de cicatrisation dans le mécanisme de cicatrisation à l'aide d'analyses chimiques et pétrographiques ainsi qu'à l'aide d'observations microscopiques des composés formés (taille, arrangement, distribution, orientation des cristaux). Par la suite, la formation de carbonate de calcium sur les lèvres de la fissure est le phénomène qui attire le plus d'attention car il est souvent considéré comme le phénomène prédominant dans la cicatrisation (Hearn, 1998; Li & Yang, 2007; Neville, 2002). Edvardsen (1999) estime qu'il faudrait juste considérer cette réaction comme la cause de la cicatrisation, les autres phénomènes n'ayant pas ou très peu d'influence.

Tel que mentionné précédemment, certaines études concluent que l'hydratation est la seule explication de la cicatrisation du béton, excluant alors la cicatrisation par la formation de  $\text{CaCO}_3$ . Au commencement des recherches sur la cicatrisation, l'hydratation continue a souvent été considérée comme le principal phénomène en jeu (Igarashi et al., 2009). Néanmoins, une analyse des résultats de ces études permet de voir que celles-ci portent essentiellement sur des bétons testés au jeune âge, c'est-à-dire fissurés dans les premiers jours puis « soumis » à de la cicatrisation. Ainsi le phénomène d'hydratation continue serait un phénomène qui a

essentiellement son importance pour des bétons au très jeune âge et aurait donc beaucoup moins d'importance pour les bétons mûrs (Hearn, 1998; Neville, 2002). Ceci est cohérent avec le fait que plusieurs chercheurs ont montré que le rapport E/C n'avait pas une grande influence sur la capacité de cicatrisation des bétons mûrs (âgés de plus de 28 jours). L'influence du rapport E/C sera discutée à la **section 4.2.4**.

#### **4.1.3 Étude de la cicatrisation : différentes approches**

Dans la littérature, des techniques et approches différentes sont utilisées pour aborder et étudier la cicatrisation.

Étant donné que ce phénomène a surtout un intérêt pour les structures fissurées qui présenteraient des problèmes de durabilité et une perte de capacité portante dû à leur endommagement, la plupart des études sur la cicatrisation comprennent la création de fissures. Ces dernières sont généralement induites via des essais de traction directe ou indirecte (Edvardsen, 1999; Homma et al., 2009; Hosoda et al., 2009; Lauer & Slate, 1956; Nanayakkara, 2003; Reinhardt & Jooss, 2003; Ying-Zi et al., 2005), via des essais de flexion (Granger et al., 2007; Schlangen et al., 2006) ou même parfois via des essais de compression (Zhong & Yao, 2008), même si cela est beaucoup moins fréquent. Pour d'autres études, la fissuration résulte de cycles de gel-dégel (Jacobsen et al., 1996; Jacobsen et al., 1995; Jacobsen & Sellevold, 1996; Sukhotskaya et al., 1983).

Suite à la fissuration, les spécimens sont parfois mis en cure humide (souvent une immersion dans l'eau) puis rechargés afin d'évaluer les avantages mécaniques que pourraient apporter les produits de cicatrisation formés. De telles études comparent la différence en termes de résistance, de rigidité, du module dynamique d'élasticité, d'endommagement, etc., avant et après cicatrisation. Parfois, les études s'intéressent plutôt au gain de durabilité que peut apporter la cicatrisation. Ces études ont alors recours essentiellement à des essais de perméabilité et parfois à des essais de pénétration des ions chlorures. Dans le cas des essais de perméabilité, la diminution du coefficient de perméabilité dans le temps indique le potentiel de cicatrisation. À partir des essais de perméabilité, il est parfois possible de déterminer l'évolution de l'ouverture de fissure équivalente dans le temps, c'est-à-dire d'estimer le volume de la fissure rempli par les produits de cicatrisation. Les études décrites ci-dessus (approche mécanique ou de durabilité) sont souvent accompagnées d'observations microscopiques, de différentes techniques de caractérisation des

matériaux, et d'analyses chimiques afin d'identifier la nature et les caractéristiques géométriques des composés formés durant le processus de cicatrisation.

Les principales techniques utilisées dans la littérature pour étudier la cicatrisation sont les suivantes :

- essais continus de perméabilité à l'eau, avec un écoulement continu sous un gradient de pression, pendant lequel la cicatrisation a lieu (Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Hosoda et al., 2009; Li & Yang, 2007; Nanayakkara, 2003; Ramm & Biscopig, 1995; Reinhardt & Jooss, 2003) ;
- immersions des spécimens dans l'eau puis essais de perméabilité momentanés à l'eau (Homma et al., 2009; Hosoda et al., 2009; Yang et al., 2009) ou conservation à 100 % d'humidité relative puis essais de perméabilité momentanés à l'air (Argouges & Gagné, 2009; Ismail 2006) ;
- essais de pénétration des ions chlores (Li & Yang, 2007) ;
- essais mécaniques (Granger et al., 2007; Homma et al., 2009; Jacobsen et al., 1996; Jacobsen & Sellevold, 1996; Lauer & Slate, 1956; Li & Li, 2011; Sukhotskaya et al., 1983; Yang et al., 2009; Zhong & Yao, 2008) ;
- analyse chimique de l'eau (Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Ramm & Biscopig, 1995) ;
- analyse par diffraction des rayons X (Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Ismail 2006; Jacobsen et al., 1995; Li & Yang, 2007) et analyse par spectroscopie Raman (Homma et al., 2009) ;
- microscopie optique (Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Hosoda et al., 2009; Lauer & Slate, 1956) ou microscopie digitale (Homma et al., 2009) ;
- analyse chimique et pétrographique des composés formés sur les lèvres des fissures (Lauer & Slate, 1956) ;
- microscopie électronique à balayage (MEB) conventionnelle ou à pression variable (Ahn & Kishi, 2010; Argouges, 2010; Edvardsen, 1999; Homma et al., 2009; Kishi et al., 2007; Li & Yang, 2007) ;
- analyses d'émissions acoustiques (Granger et al., 2007) dont la technique « Ultrasonic pulse velocity, UPV » (Jacobsen & Sellevold, 1996; Zhong & Yao, 2008) ;

- analyses des fréquences de résonances (Li & Yang, 2007) ;
- technique de miroirs à retournement temporel (Granger et al., 2008).

Cette première section (**section 4.1**) avait pour objectif de définir ce qu'est la cicatrisation, plus particulièrement la cicatrisation autogène. Les principaux phénomènes en jeu dans ce processus ont été décrits et les différentes approches choisies dans la littérature pour étudier le phénomène ont été énumérées. Il est maintenant intéressant de comprendre dans quelles conditions celle-ci a lieu et est favorisée. Une bonne compréhension des processus physico-chimiques à l'origine de la cicatrisation et des paramètres les influençant est nécessaire dans le but de savoir quand ce phénomène intervient dans la réalité des structures et si celui-ci pourrait éventuellement être pris en considération dans la proposition de critères de dimensionnement en service. Une bonne compréhension du phénomène peut également permettre le développement de bétons ayant une meilleure capacité de cicatrisation. La section suivante (**section 4.2**) a pour but de décrire les principaux paramètres qui peuvent influencer la capacité de cicatrisation des fissures.

## **4.2 Paramètres influençant le processus de cicatrisation**

### **4.2.1 Influence de l'ouverture de fissure et de sa longueur**

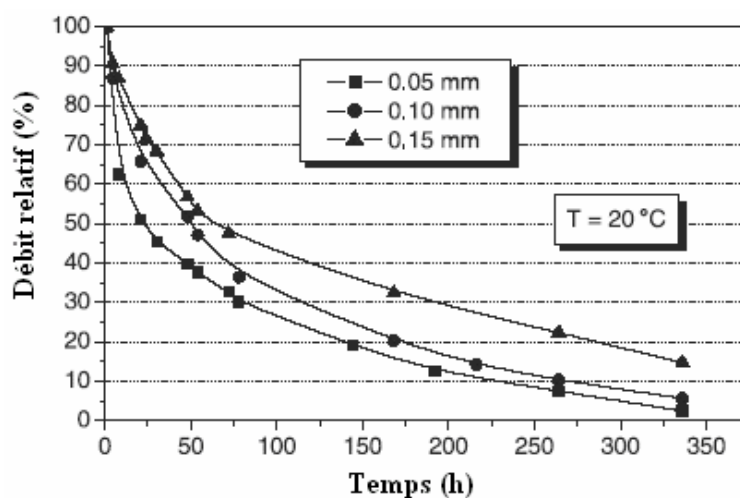
Le potentiel de cicatrisation d'une fissure est fortement lié à son ouverture. Plusieurs études ont étudié l'influence de l'ouverture de fissure sur la capacité de cicatrisation (Argouges & Gagné, 2009; Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Hosoda et al., 2009; Ismail 2006; Nanayakkara, 2003; Ramm & Bischoff, 1995; Reinhardt & Jooss, 2003; Yang et al., 2009; Yi et al., 2011). Ces études portent essentiellement sur des ouvertures de fissures inférieures à 0.4 mm (en surface). Le **Tableau 4.3** indique les ouvertures de fissure étudiées dans les différentes références citées ci-dessus.

En étudiant la capacité de cicatrisation à l'aide d'essais de perméabilité (continus à l'eau ou momentanés à l'eau ou à l'air après immersion dans l'eau), plusieurs études (Argouges & Gagné, 2009; Clear, 1985; Reinhardt & Jooss, 2003) concluent que plus l'ouverture de fissure est petite, plus la cicatrisation est rapide. La **Figure 4.2** illustre ce résultat. Cette figure, qui représente l'évolution du débit relatif (en % du débit initial) dans le temps pour des ouvertures de fissures de 0.05, 0.1 et 0.15 mm (Reinhardt & Jooss, 2003), montre en effet que le débit relatif diminue plus rapidement pour l'ouverture de fissure de 0.05 mm que pour celles de 0.1 et 0.15 mm. Argouges et Gagné (2009) obtiennent le même type de résultat : plus la fissure est fine, plus le débit relatif

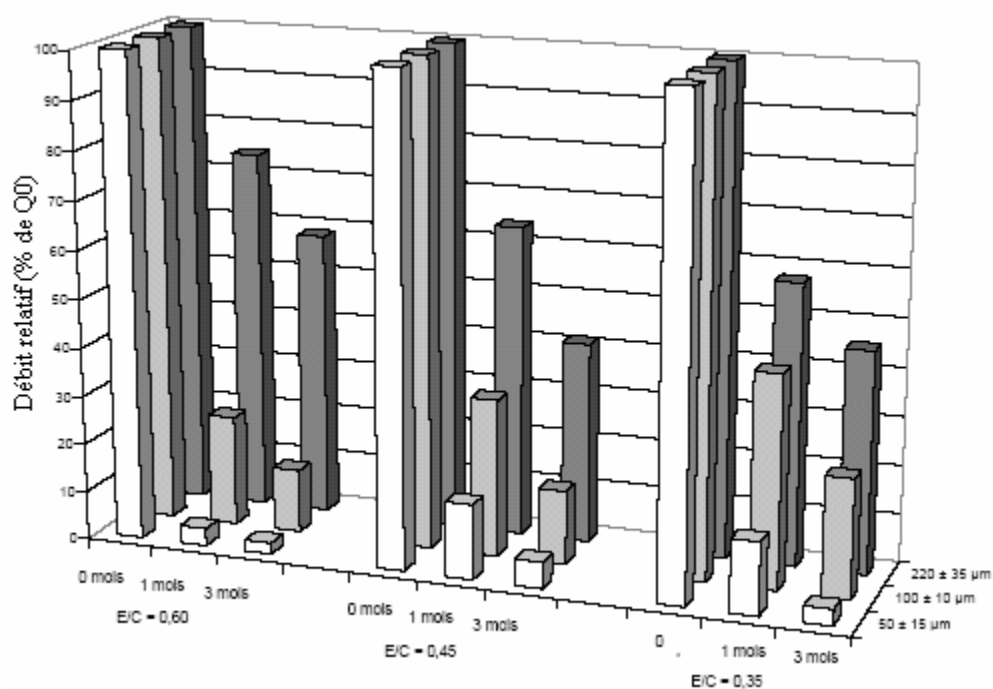
diminue en fonction du temps, surtout dans le premier mois de conservation à une humidité relative de 100 % (**Figure 4.3a**). Le même type de graphique est obtenu en représentant l'évolution de l'ouverture de fissure relative (exprimée en % de l'ouverture de fissure initiale) (**Figure 4.3b**)

**Tableau 4.3 : Ouvertures des fissures à l'étude dans différentes références**

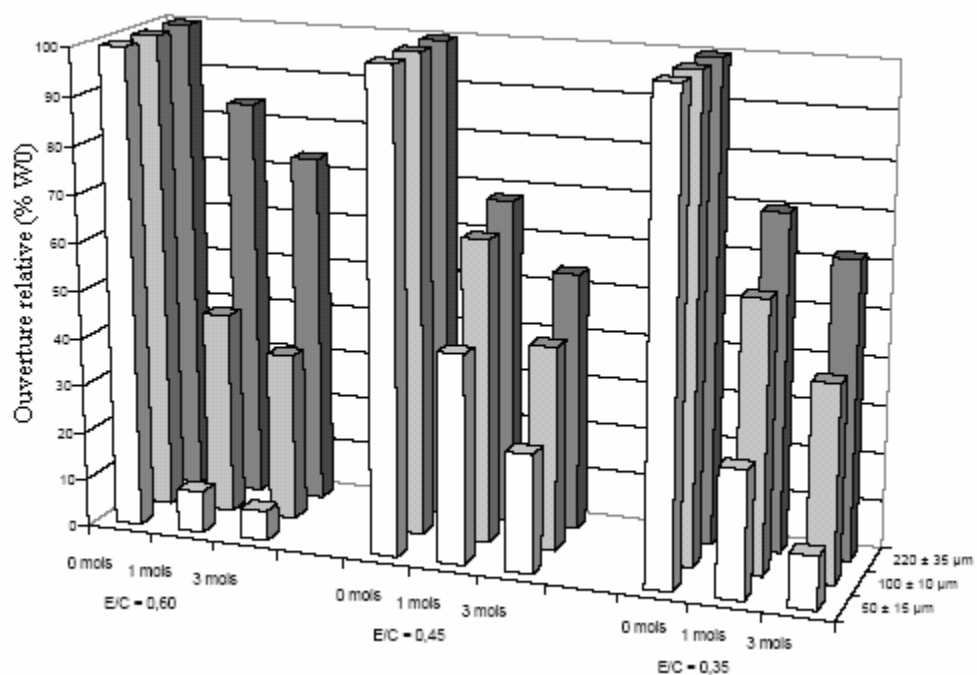
Référence	Ouvertures de fissures étudiées
(Reinhardt & Jooss, 2003)	0.05, 0.1 et 0.15 mm
(Argouges & Gagné, 2009)	0.05, 0.1 et 0.22 mm
(Clear, 1985)	0.15 et 0.2 mm (étude sur un réservoir) 0.1, 0.2 et 0.3 mm (étude en laboratoire)
(Ramm & Biscopig, 1995)	0.2, 0.3 et 0.4 mm
(Hosoda et al., 2009)	0.1, 0.2 et 0.4 mm
(Edvardsen, 1999)	0.1, 0.2 et 0.3 mm
(Nanayakkara, 2003)	0.1, 0.15, 0.2 et 0.25 mm
(Yang et al., 2009)	0 à 0.3 mm
(Ismail 2006)	0.078, 0.092 et 0.117 mm
(Yi et al., 2011)	0.03, 0.05 et 0.1 mm



**Figure 4.2: Évolution du débit relatif en fonction du temps pour des fissures d'ouvertures  $w = 0.05$  mm, 0.1 et 0.15 mm (Reinhardt & Jooss, 2003)**



(a)



(b)

**Figure 4.3 : Évolution de la cicatrisation de 3 bétons dans le temps (Argouges & Gagné, 2009)**

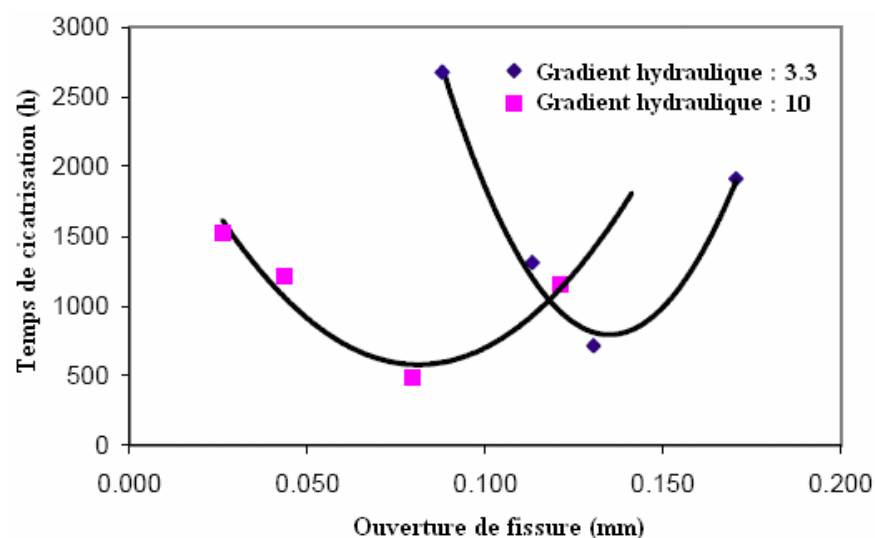
(a) du débit relatif (b) de l'ouverture de fissure relative, pour différentes ouvertures initiales de fissures et différentes échéances



Il est intéressant de remarquer que la **Figure 4.2** ainsi que la **Figure 4.3** représentent l'évolution de valeurs relatives. Ces valeurs donnent des informations sur l'importance des effets de la cicatrisation, mais pas réellement sur les mécanismes en jeu dans le processus de cicatrisation. Il faut donc rester prudent dans l'interprétation des résultats. Le fait de dire qu'une fissure plus fine cicatrise plus rapidement ne signifie pas nécessairement que le processus de cicatrisation est différent selon l'ouverture de fissure et qu'une fissure plus fine aurait plus de potentiel pour former des produits de cicatrisation. En effet, d'après Argouges et Gagné (2009), le taux de formation des produits de cicatrisation formés sur les lèvres des fissures conservées un mois à une humidité relative de 100 % ne change pas de manière significative en fonction de l'ouverture de fissure. Une même épaisseur de produits de cicatrisation a plus d'impact, en termes de gain de durabilité, si l'ouverture de fissure initiale est plus petite; car la proportion de fissure remplie par les produits de cicatrisation est plus importante. Lorsque l'évolution du débit, plutôt que du débit relatif, est tracée en fonction du temps, la décroissance la plus rapide du débit est souvent associée à la fissure la plus ouverte (Edvardsen 1999; Argouges et Gagné 2009; Hosoda et al. 2009). La fissure la plus ouverte est également celle qui présente le débit initial le plus important, celui-ci étant proportionnel au cube de l'ouverture de fissure. Ainsi, lorsque les valeurs absolues de diminution du débit sont divisées par le débit initial pour obtenir le débit relatif, cette dernière valeur devient plus faible pour les fissures plus ouvertes dû au débit initial plus élevé. La valeur absolue de la décroissance du débit représente effectivement un pourcentage moins important du débit initial pour les fissures les plus ouvertes.

Même si dans plusieurs études l'effet de la cicatrisation est plus important pour une fissure plus fine, la littérature n'est pas parfaitement unanime. Nanayakkara (2003) a montré, en étudiant des fissures avec des ouvertures en surface du spécimen comprises entre 0.1 et 0.25 mm et en déduisant les ouvertures de fissures équivalentes correspondantes (dédites de la loi d'écoulement de Poiseuille à travers une fissure, à laquelle est appliqué un coefficient de rugosité), qu'il existe une ouverture de fissure optimale pour laquelle le temps nécessaire pour cicatriser complètement la fissure est minimal (**Figure 4.4**). Il serait alors plus long de cicatriser la fissure pour une ouverture plus petite et plus grande que cette ouverture optimale. Nanayakkara (2003) explique ce phénomène par le fait que pour une ouverture de fissure trop faible, le débit d'eau est faible et qu'il est donc plus long de faire réagir les ions calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) provenant de la pâte de ciment pour former de la calcite ( $\text{CaCO}_3$ ). D'un autre côté, lorsque l'ouverture de fissure

est plus importante que l'ouverture optimale, le débit d'eau peut dans ce cas être trop élevé et, même si une plus grande quantité de  $\text{CaCO}_3$  peut potentiellement être formée, une partie de ces nouveaux composés sont probablement lessivés. Ismail (2006) indique que pour une fissure d'ouverture de  $78\ \mu\text{m}$ , la cicatrisation est plus lente que pour une fissure plus ouverte de  $117\ \mu\text{m}$  après 1 mois de conservation en chambre humide. Ce résultat rejoint alors en partie l'idée de Nanayakkara (2003) : la fissure la plus fine ne cicatrise pas toujours plus rapidement. Ismail (2006) associe ce résultat à une plus faible capacité de pénétration d'eau au sein de la fissure plus fine et plus précisément au manque d'apport en dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ) dissous qui limite alors la formation de calcite dans le premier mois de conservation en milieu humide. Cette explication supporte également l'hypothèse de Nanayakkara (2003). En raison du manque d'apport en  $\text{CO}_2$ , il est plus long de faire réagir les ions  $\text{Ca}^{2+}$  pour former la calcite.

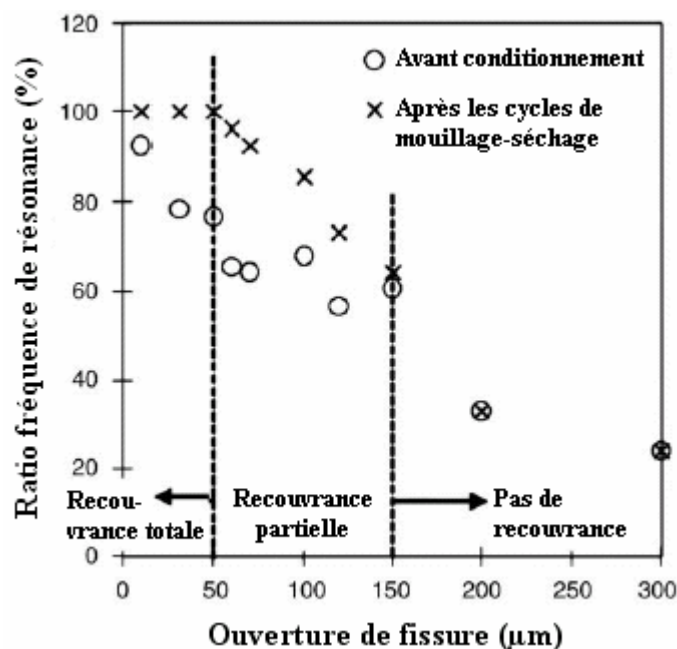


**Figure 4.4 : Temps nécessaire pour la cicatrisation complète des fissures en fonction de leur ouverture pour 2 gradients hydrauliques (Nanayakkara, 2003)**

Les études décrites précédemment dans cette **section 4.2** permettent d'avoir une bonne idée qualitative de la capacité de cicatrisation d'éléments en béton, selon leur état de fissuration. Néanmoins, la dispersion dans les conditions d'essais de ces différentes études (la technique de fissuration des spécimens, l'âge du béton, l'essai de perméabilité mené sous écoulement continu ou momentanément après des périodes d'immersion, etc) résulte en des valeurs quantitatives de cicatrisation dispersées. Ce manque d'uniformité dans les données quantitatives et la différence entre les conditions des essais en laboratoire et les conditions réelles auxquelles est soumise une

structure rend, pour le moment, encore difficile la fixation de règles sur l'effectivité de la cicatrisation des fissures dans la pratique pour des cas spécifiques (Neville, 2002).

Dans les paragraphes précédents, l'influence de l'ouverture de fissure sur le gain de durabilité dû à la cicatrisation des fissures a été abordée. Les travaux décrits étudiaient alors la diminution de perméabilité amenée par la cicatrisation pour les différentes fissures à l'étude. D'autres études se sont plutôt penchées sur la question de l'influence de l'ouverture de fissure sur la recouvrance des propriétés mécaniques et de l'endommagement suite au phénomène de cicatrisation. Des techniques d'essais différentes ont alors été utilisées. Yang (2009) a étudié la recouvrance de la fréquence de résonance de spécimens cicatrisés en fonction de l'ouverture de fissure. Les paramètres d'essais de cette étude sont différents que dans les études précédemment citées. Alors que ces dernières portaient essentiellement sur des bétons ordinaires ou mortiers, Yang (2009) a étudié un mortier fibré contenant des fibres de PVA et nommé ECC. Ce matériau a la particularité d'avoir un comportement en traction très ductile et une microfissuration multiple (fissures très fines jusqu'à atteindre la rupture) tout en ayant un pourcentage de fibres de longueur 6 mm inférieur à 2 % en volume. De plus, plutôt que d'être conservés dans l'eau en continu, les spécimens fissurés sont cette fois soumis à des cycles de mouillage-séchage. Les fréquences de résonance obtenues sur les spécimens cicatrisés sont comparées à celles obtenues sur un même spécimen fissuré n'ayant pas eu de cicatrisation. Les résultats indiquent que pour une ouverture de fissure ( $w$ ) inférieure à 50  $\mu\text{m}$ , une recouvrance totale de la fréquence de résonance est possible. Celle-ci redevient donc identique à celle du spécimen avant fissuration. La recouvrance devient de moins en moins importante lorsque  $w$  évolue entre 50 et 150  $\mu\text{m}$ . Pour  $w$  supérieure à 150  $\mu\text{m}$ , il n'y a pas de recouvrance de la fréquence de résonance (**Figure 4.5**). Ces résultats sont fortement liés à ceux obtenus concernant l'influence de l'ouverture de fissure sur le gain de durabilité du béton apporté par la cicatrisation. En effet, Yang (2009) valide les conclusions ci-dessus par des essais de perméabilité qui montrent une diminution marquée de la perméabilité pour  $w = 50 \mu\text{m}$ . Pour  $w = 150 \mu\text{m}$ , il n'y a pas de différence de perméabilité entre les spécimens qui ont subi 10 cycles de mouillage-séchage et ceux qui n'ont pas cicatrisés.



**Figure 4.5 : Recouvrance de la fréquence de résonance après cicatrisation sous cycles de mouillage-séchage, pour différentes ouvertures de fissures (Yang et al., 2009)**

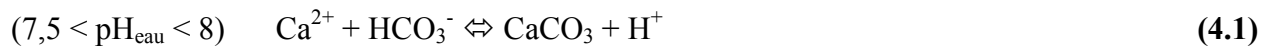
Schlangen et al. (2006) ont, quant à eux, observé l'influence de l'ouverture de fissure sur la reprise de résistance mécanique due à la cicatrisation. Les paramètres étudiés sont les caractéristiques des fissures (ex : longueur, rugosité, etc.) associées à différentes ouvertures de fissures avant cicatrisation. Ces fissures sont créées au jeune âge par flexion trois points jusqu'à atteindre une certaine ouverture. Par la suite, les lèvres des fissures sont maintenues ensemble. Un effort de compression est initié pour maintenir les lèvres de fissures en contact pendant le processus de cicatrisation. Ce chargement en compression a été effectué dans le but de reproduire des cas de chargement qui pourraient avoir lieu sur du béton au jeune âge dans des barrages par exemple. Ici dû au type de chargement (en flexion), plus la fissure est ouverte plus elle est longue. Malgré une certaine dispersion des résultats, il semblerait ne pas y avoir d'influence significative de l'ouverture de fissure sur la recouvrance de la résistance en flexion.

Enfin, quelques auteurs étudient l'influence du gradient hydraulique sur l'ouverture de fissure critique capable de se cicatrifier complètement (Edvardsen, 1999; Nanayakkara, 2003). Pour une même ouverture de fissure, un gradient hydraulique plus faible correspond à une longueur d'écoulement à travers la fissure plus importante, pour un même niveau de pression exercé sur le spécimen. L'influence du gradient hydraulique est alors reliée à l'influence de la longueur de la

fissure. Les auteurs concluent que plus le gradient hydraulique est faible, donc que la longueur du spécimen est importante pour une même fissure, plus l'ouverture de fissure critique augmente. Ainsi, le gradient hydraulique influence un peu la capacité de cicatrisation mais dans une moindre mesure que l'ouverture de fissure.

#### 4.2.2 Influence des propriétés de l'eau (pH, $T$ , $p_{CO_2}$ )

La formation de calcite est reconnue par un grand nombre de chercheurs comme étant le principal phénomène à l'origine de la cicatrisation des bétons matures. La calcite résulte de la réaction entre les ions  $Ca^{2+}$  présents dans le béton et les ions bicarbonates  $HCO_3^-$  ou carbonates  $CO_3^{2-}$  présents dans l'eau extérieure par la dissolution du  $CO_2$  de l'air (Edvardsen, 1999). Les ions  $Ca^{2+}$  proviennent entre autre de la dissolution du  $Ca(OH)_2$  (hydroxyde de calcium, portlandite) et des CSH (silicates de calcium) dans l'eau des pores, par équilibre chimique. Dépendamment du pH de l'eau, les réactions décrites par les **Équations 4.1** ou **4.2** ont lieu.



Le produit de solubilité  $K_s$  de la calcite, défini par l'**Équation (4.3)**, joue une grande importance sur la formation ou non de calcite au sein de la fissure. Plus le produit de solubilité est faible, moins la calcite a tendance à se dissoudre et plus elle sera sous forme solide (cristaux), permettant ainsi la cicatrisation partielle ou totale des fissures.

$$K_s = [Ca^{2+}]_{eq} \cdot [CO_3^{2-}]_{eq} \quad (4.3)$$

où  $[Ca^{2+}]_{eq}$  concentration en ions  $Ca^{2+}$   
 $[CO_3^{2-}]_{eq}$  concentration en ions  $CO_3^{2-}$

En modifiant le produit de solubilité  $K_s$  de la calcite, le pH, la température  $T$  ainsi que la pression partielle en  $CO_2$ ,  $p_{CO_2}$ , influencent la formation de calcite. Des calculs thermodynamiques permettent de démontrer l'impact de la variation de ces différents paramètres sur la solubilité de la calcite. Les données du **Tableau 4.4** sont par la suite utilisées pour calculer le produit de solubilité  $K_s$ , pour différentes valeurs de température et de pression.

**Tableau 4.4 : Données thermodynamiques ( $T = 298,15$  K et  $p^\circ = 1$  atm) des différents composés en jeu dans la réaction de formation de la calcite pour un  $\text{pH} > 8$**

Composé	$\Delta G_f^\circ$ (kJ.mol <sup>-1</sup> )	$\Delta H_f^\circ$ (kJ.mol <sup>-1</sup> )	$S^\circ$ (J.K <sup>-1</sup> .mol <sup>-1</sup> )	$C_p$ (J.K <sup>-1</sup> .mol <sup>-1</sup> )	$v^\circ$ (cm <sup>3</sup> .mol <sup>-1</sup> )
CO <sub>3</sub> <sup>2-</sup> (aq.)	-528,0	-675,0	-50,0	-318,0	-2,30
Ca <sup>2+</sup> (aq.)	-552,8	-543,1	-56,4	-26,0	-18,70
CaCO <sub>3</sub> (calcite)	-1129,4	-1207,8	91,7	97,1	36,93

#### 4.2.2.1 Influence de la température

Afin d'évaluer l'influence de la température sur la solubilité de la calcite, la pression  $p$  est fixée égale à la pression  $p^\circ$  (pression standard). Il est ainsi possible d'évaluer la variation du produit de solubilité de la calcite lorsque la température passe par exemple de 25°C à 0°C. La démonstration est présentée à l'**Annexe 2**.

Le **Tableau 4.5** récapitule les valeurs de  $K_s$  obtenues pour ces deux températures.

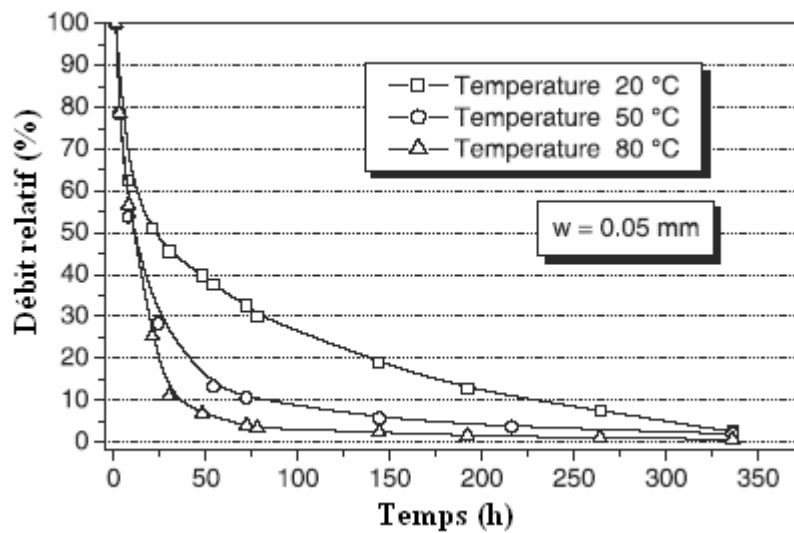
**Tableau 4.5 : Variation de  $K_s$  entre 0 et 25°C, pour une pression  $p^\circ$  fixée**

	$T = 0^\circ\text{C} = 273.15$ K	$T = 25^\circ\text{C} = 298.15$ K
$K_s(p_0)$	$3.626 \times 10^{-9}$	$3.056 \times 10^{-9}$

Les résultats présentés dans le **Tableau 4.5** indiquent que pour une pression donnée, plus la température est faible plus la calcite est soluble. Ce résultat permet d'apporter une conclusion concernant l'influence de la température sur la formation de calcite : **une augmentation de la température de l'eau favorise la formation de carbonate de calcium et, par suite, la cicatrisation des fissures.**

Reinhardt et Jooss (2003) aboutissent à une conclusion similaire en comparant la capacité de cicatrisation d'un béton à haute performance à des températures de 20, 50 et 80°C, pour des ouvertures de fissures de 0.05, 0.1 et 0.15 mm. Afin d'étudier l'effet d'une augmentation de la température sur la cicatrisation, la diminution de la perméabilité est évaluée pour une ouverture de fissure fixe, mais aux 3 températures différentes. Ils constatent que le processus de cicatrisation est accéléré lorsque la température augmente. La **Figure 4.6** illustre ce résultat pour

une ouverture de fissure  $w$  de 0.05 mm : le débit relatif (en % du débit initial), à un certain temps  $t$ , est plus faible pour une température plus élevée, montrant que la cicatrisation a été plus importante lors de l'augmentation de la température. Le même type de résultat a été obtenu pour les ouvertures de fissure de 0.1 et 0.15 mm. Edvardsen (1999) apporte les mêmes conclusions au sujet de l'influence de la température sur la capacité de cicatrisation. Clear (1985) mentionne également l'importance de la température qui affecte aussi bien l'écoulement d'eau au travers d'une fissure que le processus de cicatrisation en ayant un impact sur la solubilité et le taux de réaction des différents composés chimiques.



**Figure 4.6 : Évolution du débit relatif en fonction du temps pour une fissure de 0.05 mm, à des températures de 20, 50 et 80 °C (Reinhardt & Jooss, 2003)**

#### 4.2.2.2 Influence de la pression

Afin d'évaluer l'influence de la pression, la température peut être fixée égale à 25°C, soit 298,15 K. Le produit de solubilité peut alors être évalué pour deux niveaux de pression. Il existe différentes méthodes pour évaluer l'influence de la pression sur le produit de solubilité  $K_s$ , dépendamment que les **Équations 4.4** ou **4.5** sont utilisées.

$$dG = V \cdot dp - S \cdot dT - A \cdot d\xi \quad (4.4)$$

$$\Delta_r G_{(T,p)} = \sum_i \nu_i (\mu_i^{\circ}(T) + \int_p^p \nu_i dp + RT \ln a_i) \quad (4.5)$$

L'Équation 4.5 est ici utilisée. Un exemple de calcul de l'influence de la pression est présenté dans l'Annexe 3. Ces calculs montrent que le produit de solubilité augmente lorsque la pression augmente. Ainsi, **une diminution de la pression de l'eau favorise la formation de calcite et donc la diminution de la perméabilité d'un élément en béton suite au phénomène de cicatrisation.**

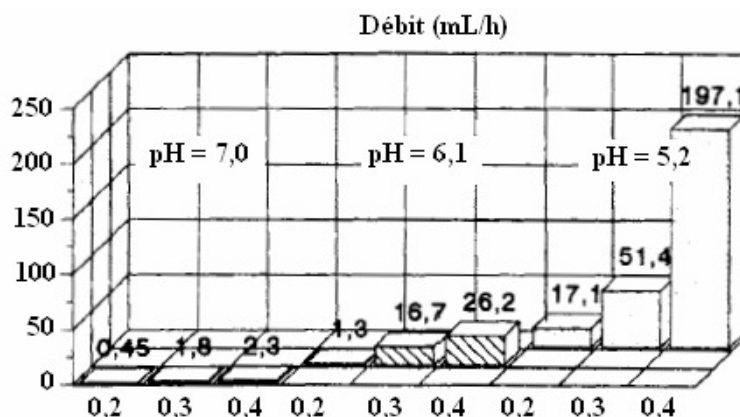
Étant donné que la pression partielle en  $\text{CO}_2$  représente une fraction de la pression totale, la conclusion ci-dessus s'applique également pour ce qui concerne l'influence de la pression partielle en  $\text{CO}_2$  sur la solubilité de la calcite. Cette influence est également mentionnée par Edvardsen (1999). Cette dernière a aussi étudié, expérimentalement, l'influence du niveau de pression « global » sur la cicatrisation de fissures dormantes. Il semble y avoir une cicatrisation plus rapide lorsque la pression est plus faible. Edvardsen (1999) a constaté que plus le niveau de pression était élevé (étude pour des pressions équivalentes à 2.5, 5 et 10 m d'eau), plus le nombre de spécimens qui cicatrisent complètement diminue. Pour une pression équivalente à 2.5 m d'eau, un plus grand nombre de spécimens présentant une ouverture de 0.2 mm avaient complètement cicatrisé après 7 jours d'immersion dans l'eau en comparaison aux spécimens soumis à une pression équivalente à 10 m d'eau. Clear (1985) mentionne également que le taux de cicatrisation est légèrement favorisé lorsque la pression différentielle s'exerçant sur la fissure est réduite.

Il faut cependant souligner qu'en passant de 1 à 2 bars (à  $T_{\text{constant}} = 25^\circ\text{C}$ ), les calculs thermodynamiques montrent que l'évolution de  $K_s$  reste assez faible ( $K_s^\circ (p = 1 \text{ bar}) = 3,056 \times 10^{-9}$  et  $K_s (p = 2 \text{ bars}) = 3,064 \times 10^{-9}$ ). Ainsi, pour des conditions réelles de chantier ou d'essais pour lesquelles la variation de pression reste faible, l'influence de la pression sur la formation de la calcite et donc sur la cicatrisation des fissures, devrait être négligeable.

#### 4.2.2.3 Influence du pH

La formation de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ), est favorisée lorsque le pH de l'eau augmente (Edvardsen, 1999). Ramm et Biscop (1995) ont montré, en faisant passer en continu de l'eau déionisée de différents niveaux d'acidité ( $\text{pH} = 5.2, 6$  ou  $7$ ) sous pression à travers des fissures de 0.2, 0.3 et 0.4 mm, que la cicatrisation après 2 ans d'essai est plus importante dans le cas d'un pH plus élevé (Figure 4.7).





**Figure 4.7 : Débit d'eau après 2 ans de cicatrisation pour différents pH et pour des ouvertures de fissures de 0.2, 0.3 et 0.4 mm (Ramm & Biscoping, 1995)**

Une courbe de solubilité délimite la frontière entre les zones sous-saturée et sursaturée. Le minimum de la courbe de solubilité du  $\text{CaCO}_3$  correspond à un pH d'environ 9.8 (Edvardsen, 1999). Cette valeur de pH est particulièrement intéressante pour comprendre ce qui provoque la formation de calcite dans les fissures du béton. En effet, le pH du béton, et donc de l'eau des pores du béton, est d'environ 13.5. Le pH de l'eau extérieure, quant à lui, se situe généralement entre 5.5 et 7.5. Ceci explique pourquoi il existe un fort risque de formation de calcite, et donc de cicatrisation, dans le béton lorsque celui-ci est traversé par de l'eau en provenance de l'extérieur.

Lorsque l'eau extérieure pénètre dans le béton, elle provoque la dissolution d'ions  $\text{Ca}^{2+}$ , ce qui libère des ions  $\text{OH}^-$  et engendre une augmentation du pH de l'eau. Des carbonates ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) se forment à partir des bicarbonates ( $\text{HCO}_3^-$ ) et réagissent ensuite avec les ions  $\text{Ca}^{2+}$  suivant l'Équation 4.2. Le phénomène de cicatrisation est initié à l'endroit de la fissure où la solution obtenue avec le mélange de l'eau provenant de l'extérieur et l'eau présente dans le béton atteint un pH égal à 9.8, en supposant la disponibilité d'ions  $\text{Ca}^{2+}$  en quantité suffisante.

Les ions calcium sont présents à la surface des fissures, surtout au niveau de la pâte de ciment, ainsi qu'à l'intérieur du béton. La précipitation de la calcite est donc favorisée au contact eau/pâte de ciment plutôt qu'au contact eau/granulats (Edvardsen, 1999). Grâce à des gradients de concentration, il y a diffusion des ions calcium dans l'eau qui circule. À nouveau le pH augmente ( $\text{pH} > 8$ ) ainsi que la concentration en ions calcium. Ces augmentations, ajoutées au fait que le long des surfaces rugueuses de la fissure l'écoulement s'effectue lentement, favorisent la saturation de l'eau, la nucléation de calcite et la formation d'une couche de calcite sur les parois

de la fissure. L'épaisseur de calcite qui se forme peut ainsi colmater toute la fissure. Il faut cependant remarquer que la valeur du pH ainsi que la concentration en  $\text{Ca}^{2+}$  ne sont pas uniformes dans la fissure. Ceci est notamment dû à une vitesse faible de l'eau et à la présence de rugosité dans la fissure. La sursaturation de l'eau en ions  $\text{Ca}^{2+}$  et la formation de la calcite ont tout d'abord lieu dans les régions situées près des surfaces où la vitesse est faible. La nucléation se produit ensuite aux autres endroits.

#### 4.2.3 Influence du taux d'humidité

De tous les phénomènes évoqués dans la **section 4.1.2** ressort un élément clé dans le processus de cicatrisation : la présence d'eau. La cicatrisation peut seulement avoir lieu en présence d'eau puisqu'elle est principalement le résultat de réactions chimiques entre l'eau et certains composés exposés du béton à proximité de la fissure. L'eau est donc essentielle. Elle peut cependant être stationnaire ou s'écouler à travers la fissure.

L'idéal pour qu'il y ait cicatrisation des fissures est une humidité relative de 100 %, ce qui est le cas dans la plupart des études portant sur ce phénomène. Lorsque le taux d'humidité diminue, la cicatrisation est beaucoup moins prononcée (Neville, 2002). Certains chercheurs expliquent ce résultat par le fait que si on n'a pas 100 % d'humidité il y a beaucoup moins de  $\text{CO}_2$  dissous disponible dans l'eau pour la réaction de la formation de calcite (Lauer & Slate, 1956; Neville, 2002). De plus, d'après Lauer et Slate (1956), le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  pouvant réagir avec le  $\text{CO}_2$  dissous dans l'eau peut migrer beaucoup plus facilement si l'eau est en quantité suffisante. Ces auteurs ont d'ailleurs étudié la différence de cicatrisation (en réalité la reprise de résistance à la traction causée par cicatrisation) selon que le spécimen était immergé dans l'eau ou s'il était laissé dans un environnement avec une humidité relative de 95 %. Leur conclusion est que la saturation en eau est essentielle pour obtenir une cicatrisation optimale en vue d'un gain mécanique. Pour une humidité relative de 95 %, les spécimens retrouvent au mieux 25 % de la résistance des spécimens immergés dans l'eau. Dans cette étude, la cinétique de cicatrisation (en termes de regain de résistance ici) semble également différente selon le taux d'humidité. Pour une immersion dans l'eau, l'évolution du regain de résistance dans les 90 premiers jours est de nature parabolique, alors que pour une humidité relative (HR) de 95 %, cette évolution est plus lente et semble plutôt linéaire laissant croire que la réaction de cicatrisation a lieu sur une plus longue période de temps. Il est intéressant de noter que les composés formés dans l'étude de Lauer et

Slate semblent différents selon les conditions d'humidité. Dans le cas d'une immersion dans l'eau, les cristaux de calcite sont plutôt larges, transparents et forment des plaques, alors que pour une conservation à une humidité relative de 95 %, il s'agit plutôt de grappes sphériques de cristaux hexagonaux.

Schlangen et al. (2006) ont fissuré au jeune âge des spécimens en flexion trois points jusqu'à atteindre une ouverture de fissure de 50  $\mu\text{m}$ . Ils les ont ensuite laissés dans l'eau, à une humidité relative de 95 % ou encore de 60 %, puis les ont rechargés. Leurs conclusions rejoignent celles de Lauer et Slate (1956). Seuls les spécimens mis dans l'eau ont eu une recouvrance de résistance en flexion. Il n'y a pas eu d'augmentation de résistance pour des HR de 95 % et 60 %, même en conservant les spécimens à une HR de 95 % pendant 3 mois plutôt que 2 semaines (correspondant au temps laissé dans l'eau).

Lauer et Slate (1956) ont également regardé l'effet de cycles de mouillage-séchage sur la reprise de résistance en traction due à la cicatrisation d'un spécimen fissuré. Cette étude est pertinente car il s'agit d'un type d'exposition couramment retrouvé pour les structures. Les résultats ont montré que le fait d'effectuer une période de séchage de 4 jours après une période d'immersion dans l'eau, pendant laquelle le spécimen avait cicatrisé, résulte en des reprises de résistance plus faibles que celles obtenues directement après la période de cicatrisation. En effet, un spécimen fissuré à 1 jour, immergé pendant 7 jours puis séché pendant 4 jours, a présenté une perte de reprise de résistance en traction de 89 % par rapport à la reprise de résistance obtenue directement après la période de cicatrisation. Dans le cas d'un spécimen fissuré à 1 jour, immergé pendant 90 jours, puis séché pendant 4 jours, cette perte de résistance en traction dû au séchage a été un peu moins marquée : perte de 75 % par rapport à celle obtenue directement après 90 jours d'immersion dans l'eau. L'effet néfaste du séchage sur la reprise de résistance en traction due à la cicatrisation est encore plus marqué lorsque le spécimen est fissuré à un âge plus avancé (à 7 et 28 jours par exemple) puisque, dans ce cas, la perte est d'environ de 95 % par rapport à la reprise de résistance mesurée sur les spécimens directement après la période d'immersion. Finalement, des spécimens fissurés à 1 jour, immergés dans l'eau pendant 90 jours puis séchés à l'air pendant 5 jours ont ensuite été réimmergés dans l'eau pour des périodes de 1, 3, 7, 14 ou 31 jours. Ces essais ont permis de noter une reprise de résistance en traction due à cette période de réimmersion, indiquant que la cicatrisation est possible pendant cette période. Néanmoins, la durée limitée (31 jours) de celle-ci ne permet pas de conclure sur la possibilité de récupérer

complètement les pertes dues au séchage suivant la 1<sup>ère</sup> cicatrisation. Il est finalement intéressant de remarquer que la cicatrisation lors de cette réimmersion reste assez lente mais est quand même plus rapide que celle qui aurait été obtenue s'il s'agissait de la 1<sup>ère</sup> cicatrisation (1<sup>ère</sup> période d'immersion dans l'eau) d'un spécimen de même âge (ici de 95 jours) ayant été fissuré à 1 jour.

#### **4.2.4 Influence de l'âge du béton et du rapport eau/ciment (E/C)**

L'influence de l'âge du béton et du rapport E/C sont liées entre elles. En effet, l'âge du béton au moment où celui-ci est fissuré et placé dans l'eau pour qu'il y ait cicatrisation est un paramètre important qui détermine quel phénomène de cicatrisation a lieu. Tel que mentionné dans la **section 4.1.2**, lorsque le béton est fissuré au jeune âge, l'hydratation de ciment anhydre pourrait expliquer le phénomène de cicatrisation. Avec cette considération, l'influence de l'âge du béton et du rapport E/C s'expliquent assez bien. Plus le spécimen est fissuré au jeune âge (pour un âge inférieur à 28 jours), plus la cicatrisation, ainsi que la recouvrance mécanique associée à ce phénomène, sont importantes (Lauer & Slate, 1956; Schlangen et al., 2006). Lauer et Slate (1956) expliquent également ce résultat en partie par le fait qu'une fissure créée au jeune âge est beaucoup plus irrégulière et procure donc une plus grande surface pour la cicatrisation. Lorsque le spécimen est fissuré au jeune âge, il semble y avoir une influence du rapport E/C sur la cicatrisation (Lauer & Slate, 1956). Cet effet devient moins prononcé lorsque la fissuration a lieu sur des bétons ou mortiers plus âgés (Lauer & Slate, 1956). Lorsque le béton ou mortier est plus âgé que 28 jours, il ne semble donc plus y avoir d'influence significative du rapport E/C sur la capacité de cicatrisation (Argouges & Gagné, 2009; Lauer & Slate, 1956). Dans leur étude Argouges et Gagné (2009) étudiaient des mortiers de rapport E/C de 0.35, 0.45 et 0.60.

#### **4.2.5 Influence de la présence de fibres et du type de fibres**

Tel que mentionné par Homma et al. (2009), peu de résultats sont disponibles sur l'impact des fibres sur la cicatrisation des bétons et il est très difficile de trouver des données comparant la cicatrisation d'un béton sans fibres et avec fibres. Le rôle des fibres est de couvrir les fissures lorsque celles-ci se forment au sein de la matrice (les microfibrilles et macrofibrilles viennent couvrir respectivement les microfissures et les macrofissures). Cette action des fibres résulte en une fissuration plus fine au sein du matériau. Or, tel que discuté dans la **section 4.1.2**, plus la fissure est fine et plus la cicatrisation est rapide. Un élément de béton présentant une fissuration plus fine devrait alors présenter une meilleure capacité de cicatrisation. C'est d'ailleurs sur la base de cette

idée que l'Engineered Cementitious Composites (ECC) a été développé (Li & Li, 2011). Il s'agit d'un composite cimentaire auto cicatrisant à base de fibres de PVA.

Homma et al. (2009) se sont intéressés à la capacité de cicatrisation du béton selon les fibres utilisées. Ils comparent alors un mortier avec des fibres de polyéthylène (fibres courtes PE :  $L = 6$  mm), avec des fibres d'acier (macrofibres :  $L = 32$  mm) et avec un mélange des deux types de fibres (hybride). Dans cette étude, les spécimens sont fissurés par traction uniaxiale suite à une semaine de cure. La perméabilité à l'eau des spécimens est mesurée directement après leur fissuration. Les spécimens sont ensuite remis dans l'eau pour 28 jours et des essais de perméabilité momentanés sont effectués à 3, 14 et 28 jours pour évaluer l'état de cicatrisation. Une partie des spécimens fissurés restés dans l'eau pendant 28 jours sont retestés en traction pour évaluer la recouvrance mécanique due à la cicatrisation. L'épaisseur des produits de cicatrisation sur les lèvres des fissures est mesurée à l'aide d'un microscope digital. Pour une ouverture de fissure d'environ 100  $\mu\text{m}$ , la diminution du coefficient de perméabilité dans les premiers jours est plus importante pour le mortier avec des fibres de polythène ou des fibres hybrides que pour celui avec des fibres d'acier. Pour le spécimen avec les fibres de polythène (avec ces fibres seules ou combinées avec les fibres d'acier), des produits de cicatrisation ont été observés sur les surfaces des fissures mais également autour des fibres. Par contre, il y avait moins de cicatrisation visible pour les fibres d'acier. La meilleure cicatrisation dans le cas des mortiers avec fibres PE peut être associée à la finesse des fissures qui permet de joindre plus facilement les fissures par les produits de cicatrisation (Homma et al., 2009).

### **4.3 La cinétique de cicatrisation pour les fissures dormantes**

La cinétique de cicatrisation apparaît plus rapide dans les premiers temps puis ralentit par la suite (Argouges & Gagné, 2009; Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Hosoda et al., 2009; Ismail 2006; Lauer & Slate, 1956; Nanayakkara, 2003; Ramm & Biscop, 1995; Reinhardt & Jooss, 2003). Lorsque des spécimens (de béton ou de mortier) fissurés sont conservés à une humidité relative de 100 %, la cicatrisation semble avoir lieu majoritairement dans les trois premiers mois (Argouges & Gagné, 2009; Ismail 2006; Lauer & Slate, 1956). La cinétique est plus rapide dans le 1<sup>er</sup> mois puis ralentit entre le 1<sup>er</sup> et le 3<sup>ème</sup> mois après la création de la fissure (Argouges & Gagné, 2009). Dans le cas où la cicatrisation se fait sous écoulement, c'est-à-dire qu'une pression est appliquée sur le spécimen pour initier un écoulement d'eau à travers la ou les fissures, cette

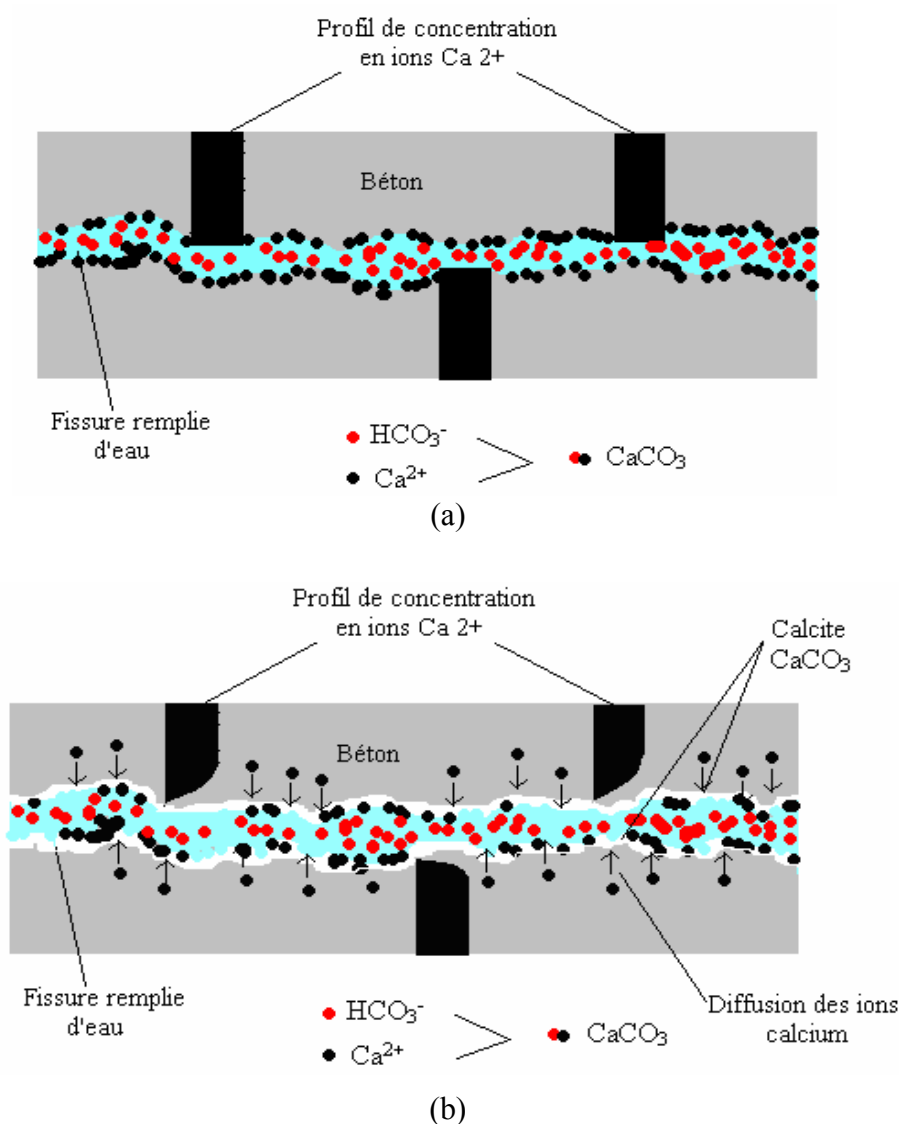
période de 3 mois est réduite à quelques dizaines ou centaines d'heures, selon le niveau de pression exercé (Edvardsen, 1999; Nanayakkara, 2003; Reinhardt & Jooss, 2003). Ceci montre que même si la cinétique de cicatrisation est identique entre les études sur le plan qualitatif, les données quantitatives de cicatrisation restent dépendantes des conditions d'essais (ouvertures de fissure, température, pression, humidité, etc.) tel que montré dans la **section 4.2**.

La cinétique de cicatrisation est visible à travers plusieurs types d'essais. Celle-ci peut être mise en relief en évaluant la diminution du coefficient de perméabilité dans le temps, en étudiant la recouvrance de certaines propriétés mécaniques ou en observant la quantité de produits de cicatrisation formés. Ainsi, Lauer et Slate (1956) mesurent l'évolution dans le temps des propriétés mécaniques d'un spécimen fissuré qui cicatrise. Dans leur étude, le regain de résistance dans le temps est de nature parabolique (plus rapide au début puis ralentit). Yang et al. (2009) retrouvent une même cinétique de cicatrisation en étudiant la recouvrance de la fréquence de résonance pour des spécimens qui ont cicatrisés sous des cycles de mouillage-séchage. Homma et al. (2009), que ce soit en étudiant des mortiers avec fibres de polythène, d'acier ou un mix des deux (fibres hybrides), trouvent que l'épaisseur des produits de cicatrisation formés est plus importante dans les premiers jours puis ralentit par la suite. Ce résultat a par la suite été validé par des essais de perméabilité.

Cette cinétique de cicatrisation peut-être expliquée par les phénomènes intervenant dans le processus de cicatrisation. Dans le cas des bétons au très jeune âge, la cicatrisation serait essentiellement associée à l'hydratation continue de ciment anhydre (Neville, 2002; Schlangen et al., 2006; Zhong & Yao, 2008) et la cinétique de cicatrisation pourrait alors être expliquée par la nature « parabolique » du processus d'hydratation des premiers jours du béton. Après 28 jours, la plupart des chercheurs sont d'accord à dire que le phénomène principal à l'origine de la cicatrisation des bétons matures est la formation de carbonate de calcium (Yang et al., 2009). Or, une fois que la nucléation de la calcite a lieu, il est possible de distinguer deux phases de croissance (Edvardsen, 1999). La première est contrôlée en surface, alors que la deuxième résulte d'un phénomène de diffusion des ions  $\text{Ca}^{2+}$  à travers le béton et la couche de calcite déjà formée (**Figure 4.8**).

La première phase de croissance a lieu tant qu'il y a une quantité suffisante d'ions  $\text{Ca}^{2+}$  en surface. La croissance de la calcite a alors lieu rapidement. Une fois que ces ions  $\text{Ca}^{2+}$  ne sont plus disponibles directement en surface de la fissure, ils diffusent à travers le béton grâce au

gradient de concentration présent entre la surface de la fissure et l'intérieur du béton. Lors de cette phase de croissance, le temps nécessaire aux ions pour diffuser à travers le béton et la couche de calcite déjà formée est souvent plus long que le temps nécessaire pour que ces mêmes ions soient absorbés par les couches qu'il traverse. C'est pourquoi, dans cette phase, le taux de croissance dépend de la vitesse de diffusion et donc de la microstructure du béton. Ces phénomènes de croissance peuvent donc expliquer la cinétique décroissante de cicatrization observée dans la littérature.



**Figure 4.8 : Phénomènes de croissance de la calcite (Edvardsen, 1999)**

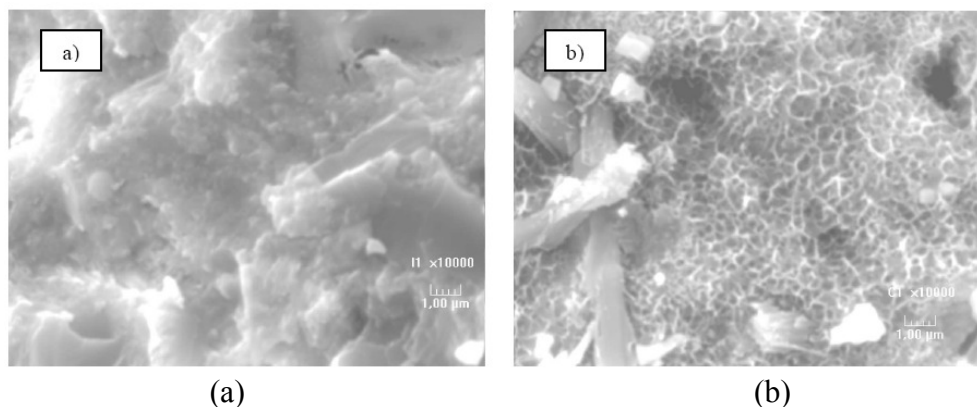
(a) croissance en surface (b) croissance par diffusion

#### 4.4 L'effet de la cicatrisation sur le comportement mécanique

Il a été montré précédemment que la cicatrisation amène une diminution de la perméabilité et que ce phénomène a donc un intérêt au niveau durabilité. Un autre aspect de la cicatrisation est de voir si ce phénomène peut apporter un avantage sur le plan mécanique, en redonnant de la résistance ou encore un gain de rigidité par rapport à une structure fissurée qui n'aurait pas cicatrisée. Plusieurs études se sont attardées à comprendre l'effet de la cicatrisation sur le comportement mécanique des bétons. Comme mentionné dans la **section 4.1.3**, des essais mécaniques (traction, flexion et compression) ainsi que des essais non destructifs (techniques acoustiques) ont été effectués afin d'évaluer le comportement mécanique ainsi que l'évolution de l'endommagement de spécimens fissurés puis cicatrisés. Les essais d'émission acoustique ont en outre permis de visualiser la microfissuration des produits de cicatrisation lors du rechargement d'une éprouvette préalablement fissurée puis cicatrisée (Granger et al., 2007). Ces essais ont permis une meilleure compréhension du processus de fissuration d'une fissure cicatrisée. Cet endommagement commence par la microfissuration des produits de cicatrisation. Par la suite la fissure préexistante continue de se propager (Granger et al., 2006). Li et Yang (2007) remarquent également que lorsqu'ils rechargent en traction uniaxiale les spécimens cicatrisés, la fissuration a lieu généralement à l'endroit où la fissure avait cicatrisé. Ceci serait expliqué par la faible résistance des produits de cicatrisation en comparaison aux produits d'hydratation (Li & Yang, 2007). L'observation de la surface de lèvres de fissures cicatrisées et non cicatrisées (**Figure 4. 9**) montre que le béton non cicatrisé présente une structure dense comparée à celle des cristaux formés durant la cicatrisation (Granger et al., 2007; Granger et al., 2008; Jacobsen et al., 1995). Ces derniers se présentent sous forme d'amas beaucoup moins denses et ont donc des propriétés mécaniques différentes du matériau avant fissuration. Ceci expliquerait que lors du rechargement d'un spécimen fissuré, l'endommagement ait d'abord lieu au niveau des produits de cicatrisation.

Dans la suite de cette section sont résumés les principaux résultats obtenus en termes de recouvrances mécaniques dues à la cicatrisation, selon le type d'endommagement initial et les propriétés mécaniques testées.





**Figure 4. 9 : Fractographie par microscope électronique à balayage ( $\times 10000$ )  
(Granger et al., 2006)**

a) d'une fissure non cicatrisée et b) d'une fissure cicatrisée

#### 4.4.1 Gain des propriétés mécaniques après avoir subi des cycles de gel-dégel

Jacobsen et Sellevold (1996) ont noté une faible augmentation de la résistance en compression de 4 à 5 % sur des spécimens de béton ordinaire cicatrisés après un stockage de trois mois dans l'eau suite à un endommagement par des cycles de gel dégel. Pendant ces cycles, les spécimens avaient perdu de 22 à 29 % de leur résistance en compression initiale. Lors d'une autre étude identique pendant laquelle les spécimens étaient conservés 3 mois dans l'eau saturée en chaux après avoir subi différents cycles de gel-dégel, les spécimens ayant subi 31 cycles ont présenté une recouvrance de 10 % de la résistance en compression alors que les spécimens ayant subi plus de cycles (61 et 95 cycles) n'ont pas montré de gain de résistance (Jacobsen et al., 1996). Parallèlement à ces essais, l'analyse d'essais acoustiques menés sur des spécimens identiques a montré que les fréquences de résonance (module d'élasticité dynamique) ont retrouvé, après cicatrization, 85 à 98 % de leur valeur initiale. La cicatrization aurait alors résorbé une bonne partie de l'endommagement dû aux cycles de gel dégel, mais les produits de cicatrization formés ne jouent cependant pas un grand rôle dans la reprise de résistance en compression. L'observation des fissures a montré qu'elles étaient seulement partiellement remplies par les produits de cicatrization, expliquant possiblement la faible augmentation de la résistance en compression après cicatrization (Jacobsen et al., 1995).

L'effet positif de la cicatrization suite à un endommagement par des cycles de gel-dégel a également été mis en relief par Sukhotskaya et al. (1983). Ces derniers ont trouvé que le fait de

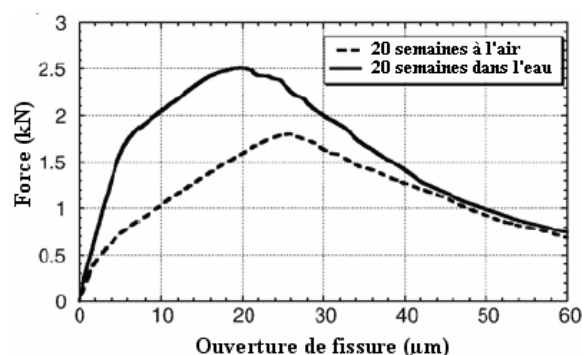
procéder à des périodes d'immersions régulières dans l'eau à certains moments pendant les cycles de gel-dégel permet de limiter l'endommagement dû à ces cycles, donc d'augmenter la résistance au gel. Pour des cycles non accélérés (avec une température de gel de  $-17$  degrés Celsius), le fait de placer les spécimens dans l'eau pendant 30 jours après avoir subi 200 cycles de gel-dégel permet d'avoir une résistance au gel correspondant à 95 % de la résistance initiale, au lieu de 90 % pour des spécimens ayant subi 200 cycles mais sans période d'immersion. En effectuant des périodes d'immersion de ce type après 200, 400 et 500 cycles, il est possible d'obtenir une résistance au gel après 500 cycles de 92 % de la résistance initial par rapport à 72 % lorsqu'il n'y a aucune période d'immersion. Le gain peut ainsi être assez marqué.

Tout comme pour Jacobsen et al. (1995), Sukhotskaya et al. (1983) notent également un gain du module d'élasticité dynamique. En ce qui concerne la perte de résistance en compression dû aux cycles de gel-dégel, elle est également moins importante lorsqu'il y a eu des périodes d'immersion : la résistance en compression après 300 cycles continus (sans immersion dans l'eau) a diminué de 18 %, alors que cette diminution n'est que de 7 % lorsqu'il y a une immersion après 500 cycles. Ces mêmes types d'essais ont été effectués pour des cycles de gel-dégel accélérés (température de gel de  $-50^{\circ}\text{C}$ ). Dans ce cas, les propriétés du mortier ou du béton se dégradent plus rapidement, mais, à nouveau, un effet positif de la cicatrisation sur les paramètres discutés ci-dessus est observé (Sukhotskaya et al., 1983).

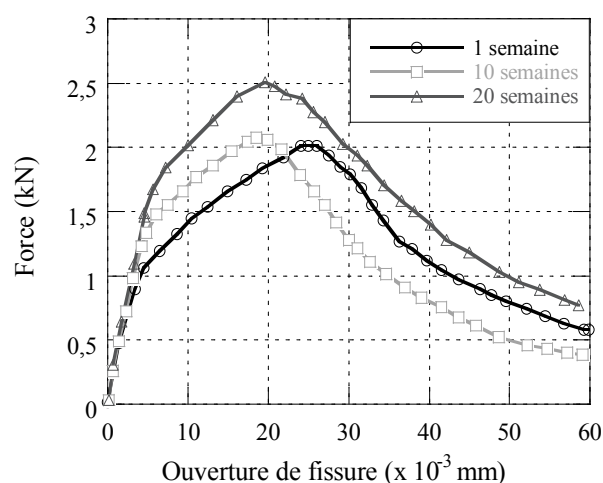
#### **4.4.2 Gain des propriétés mécaniques après un endommagement par flexion**

Granger et al. (2007) ont effectué des essais de flexion 3 points sur la matrice d'un béton ultra performant. Celle-ci était préfissurée jusqu'à une ouverture de fissure résiduelle de  $10\text{ }\mu\text{m}$ , puis rechargée après une conservation dans l'eau allant de 1 à 20 semaines. Ils observent que la cicatrisation permet une reprise de rigidité globale du béton fissuré et une légère reprise de la capacité portante. Lorsque l'éprouvette est conservée dans l'air, les propriétés mécaniques des éprouvettes testées ne sont pas améliorées par rapport à celles obtenus dans le cas d'un rechargement directement après la fissuration, contrairement au cas d'une conservation dans l'eau (**Figure 4.10**). La recouvrance partielle des propriétés mécaniques des spécimens restés un certain temps dans l'eau est d'autant plus importante que le temps d'immersion est long, ceci étant associé à une plus grande avancée du processus de cicatrisation (**Figure 4.11**). La rigidité des éprouvettes cicatrisées après une immersion dans l'eau d'environ 10 semaines approche la

rigidité initiale de l'éprouvette saine. Néanmoins, la capacité portante et la résistance (en flexion) du béton sain non fissuré ne sont pas complètement réatteintes grâce à la cicatrisation.



**Figure 4.10 : Comportement mécanique des spécimens au rechargement après conservation à l'air ou à l'eau pendant 20 semaines (Granger et al., 2007)**



**Figure 4.11 : Comportement mécanique des spécimens au rechargement, après différentes durées de conservation dans l'eau (d'après Granger et al. (2007))**

Schlangen et al. (2006) étudient également la recouvrance mécanique après avoir fissuré des bétons au jeune âge par un essai de flexion 3 points, jusqu'à atteindre une ouverture de fissure de 50 μm. Les conditions de cicatrisation sont différentes dans cette étude puisque le spécimen est soumis à un effort de compression (de 0, 0.5, 1 ou 2 MPa) afin de maintenir les deux lèvres de fissures collées. Il est ensuite immergé dans l'eau puis retesté en flexion 3 points. Schlangen et al. (2006) trouvent qu'une recouvrance de la résistance en flexion ainsi que de la rigidité est possible lorsque la fissuration est faite au très jeune âge et que les lèvres de la fissure sont ensuite

maintenues collées à l'aide d'une compression. Lorsqu'aucune compression n'est appliquée sur la fissure, le gain mécanique (résistance en flexion et rigidité) d'une fissure cicatrisée par rapport à une même fissure non cicatrisée est beaucoup moins significatif.

#### **4.4.3 Gain des propriétés mécaniques après un endommagement en traction**

Lauer et Slate (1956) étudie la résistance en traction d'une pâte de ciment de rapport E/C de 0.4. Après que les spécimens aient été plongés dans l'eau pendant 90 jours suite à un premier essai en traction à un jour, 25.1 % de la résistance en traction à 90 jours a été retrouvée après cicatrisation. Lorsque le spécimen avait été fissuré à 7 jours puis testé à nouveau après 90 jours dans l'eau, 14.2 % de la résistance a été atteinte. Ainsi, il y a un regain de la résistance en traction lorsque les spécimens sont fissurés au jeune âge et la grande proportion de ce gain semble avoir lieu dans les premiers 90 jours. Lauer et Slate ont observé la taille, l'arrangement, la forme, l'orientation des composés de cicatrisation formés au sein de la fissure ainsi que la proportion de la surface de fissure couverte par les composés. Le regain de résistance pourrait être expliqué par l'interpénétration des produits de cicatrisation dans la surface de la pâte de ciment, par les forces de Van der Waal entre les cristaux, la pâte et granulats, ainsi que par le lien entre les cristaux formés (Lauer & Slate, 1956). En observant des sections minces au microscope, ils ont également noté que la hausse de résistance est directement reliée au pourcentage de la fissure où les deux lèvres sont en contact (lieu de cicatrisation complète) et à l'aire de la fissure remplie de ces composés.

Li et Yang (2007) ont également étudié la recouvrance en traction uniaxiale d'éprouvettes fissurées. Le composite cimentaire étudié (ECC) a la particularité de permettre une fissuration très fine ainsi qu'un comportement très ductile en traction. Ce matériau contient moins de 2 % de fibres de PVA de longueur 8 mm, pas de gros granulats et a une ductilité 200 à 500 fois plus importante que celle d'un béton renforcé de fibres (BRF) conventionnel. Après cicatrisation, les spécimens sont rechargés et leur résistance à la traction est comparée au comportement obtenu lors du premier chargement ainsi qu'au comportement des spécimens qui n'ont pas cicatrisé. Li et Yang (2007) observent une recouvrance du module d'élasticité dynamique initial pour la plupart des spécimens testés lorsque le spécimen a subi 10 cycles de mouillage-séchage (périodes de 24 h avec séchage à l'air ambiant à 21°C et 50 % HR). De plus, après ces 10 cycles de mouillage-séchage, les spécimens rechargés montrent un gain de rigidité (gain de 50 % pour un

préchargement à 0.5 % de déformation jusqu'à un gain de 90 % pour le préchargement à une déformation de 2 %, par rapport aux spécimens rechargés sans cicatrisation). Ces résultats sont cohérents avec les résultats de fréquence de résonance effectués, qui sont directement liés à la rigidité du matériau.

Li et Li (2011) poursuivent les études sur le même matériau que celui étudié par Li et Yang (2007). Les spécimens sont toujours sollicités en traction. Néanmoins, cette fois, les spécimens préchargés à 0.5, 1 ou 1.5 % de déformation en traction sont immergés dans une solution saline (NaCl) pendant 30, 60 ou 90 jours afin d'observer la cicatrisation dans un environnement marin ou exposé aux sels de déverglaçage. Les spécimens sont ensuite retestés en traction. Ces spécimens laissés en solution montrent une diminution de la résistance à la première fissuration et de la résistance ultime de 7 à 13 % par rapport au spécimen préchargé. Néanmoins, l'immersion dans la solution de NaCl n'affecte pas la ductilité ni la multifissuration du matériau. De plus, l'immersion permet une recouvrance de rigidité lorsqu'on compare le spécimen resté en solution avec celui rechargé 1 jour après le préchargement. Les spécimens cicatrisés montrent ainsi une reprise de rigidité et de ductilité en traction par rapport aux spécimens qui n'auraient pas cicatrisés. Les produits de cicatrisation peuvent reboucher les microfissures, mais également reformer des liens entre les fibres et la matrice assurant en quelque sorte un meilleur ancrage des fibres dans la matrice (Li & Li, 2011).

#### **4.4.4 Gain des propriétés mécaniques après un endommagement en compression**

Dans la littérature, les études portant sur l'effet de la cicatrisation sur des spécimens sollicités en compression sont beaucoup moins nombreuses. Néanmoins, Zhong et Yao (2008) ont endommagé en compression des cylindres de béton ordinaire (BO) et de béton à haute performance (BHP) au jeune âge. Ils notent une réparation d'une partie de l'endommagement grâce au phénomène de cicatrisation, grâce aux données d'essai d'UPV (Ultrasonic Pulse Velocity). Ils trouvent également que la reprise de résistance à la compression due à la cicatrisation est dépendante du degré d'endommagement des spécimens. Plus le béton est endommagé à un jeune âge et plus le regain de résistance est important. Les résultats de cette étude montrent qu'il existe un endommagement seuil pour lequel le gain de résistance à la compression dû la cicatrisation est optimal. Pour tout endommagement inférieur à ce seuil, la cicatrisation a d'autant plus d'effet que l'endommagement augmente. Dépassé le seuil, l'effet de

la cicatrisation diminue avec l'augmentation de l'endommagement. Zhong et Yao (2008) expliquent ceci par le fait que la cicatrisation est associée à l'hydratation des grains de ciment anhydres dans le béton. Ainsi, si l'endommagement n'est pas assez important, la quantité de ciment anhydre disponible pour l'hydratation reste faible. Par contre, si l'endommagement dépasse un certain seuil, le ciment anhydre est bien disponible, mais l'endommagement est trop important pour que les produits de cicatrisation puissent former des ponts entre les lèvres des fissures. Dans ce cas, l'impact de la cicatrisation sur la recouvrance de la résistance en compression devient plus faible.

#### **4.5 Innovation : développement de bétons cicatrisants**

Avec une meilleure compréhension de la cicatrisation, il devient possible d'aller de l'avant en développant des bétons ayant une capacité de cicatrisation accrue. Ces développements peuvent prendre plusieurs directions. Il faut néanmoins garder à l'esprit que si un agent de cicatrisation (qui peut être de différentes natures) est utilisé pour améliorer la capacité de cicatrisation d'un béton, celui-ci doit idéalement avoir les propriétés suivantes (Jonkers, 2007) :

- être capable de sceller les fissures nouvellement formées ;
- être incorporés dans le béton pour que le phénomène soit réellement de l'auto cicatrisation ;
- être compatible avec le béton et que les propriétés de ce dernier ne soient pas trop affectées par l'incorporation de l'agent;
- être efficace à long terme : le mécanisme de cicatrisation doit pouvoir se répéter pour plusieurs fissures. Il ne faut donc pas que l'agent de cicatrisation soit consommé complètement lors de la création de la 1<sup>ère</sup> fissure ;
- avoir un coût raisonnable.

À partir de ces considérations, différentes pistes de développement sont proposées dans la littérature.

Certains auteurs proposent de développer des bétons présentant une fissuration plus fine. Dans cette optique, les bétons renforcés de fibres sont de bons candidats. Le ECC et les BFUP en sont de bons exemples. Toutes autres modifications du béton qui permettraient une fissuration plus fine

pourraient amener au développement de bétons présentant un plus grand potentiel de cicatrisation. Cette option n'est pas développée ici et pourrait faire l'objet d'une revue de littérature.

D'autres auteurs se sont intéressés à l'avantage que pourrait apporter l'incorporation de différents ajouts minéraux dans le béton en ce qui concerne la cicatrisation des fissures. Lauer et Slate (1956), en partant de l'idée que les produits de cicatrisation sont formés à partir de la carbonatation du  $\text{Ca(OH)}_2$ , ont étudié l'effet de l'ajout de cendres volantes ou de chaux sur la cicatrisation. Les spécimens testés étaient identiques excepté que certains comprenaient 10 % (en masse de ciment) de chaux et d'autres 15 % de cendres volantes contenant de la silice réactive. Le principe consistait à étudier l'effet d'un excès de chaux ou d'un composant qui réduirait la quantité de chaux (avec les cendres volantes) sur la capacité de cicatrisation des bétons à l'étude. Les deux types d'ajouts ont amené un effet négatif en ce qui concerne la reprise de la résistance à la traction due à la cicatrisation. En général pour un spécimen fissuré à 1 jour et avec une durée de cicatrisation assez conséquente, l'addition de chaux est plus préjudiciable que l'ajout de cendres volantes. Cette tendance est renversée lorsqu'il s'agit des spécimens fissurés à 7 ou 28 jours.

Il a également été proposé d'utiliser des agents expansifs (Ahn & Kishi, 2010; Hosoda et al., 2009; Kishi et al., 2007). Dans ces études, différents mélanges ont été testés dont certains incorporaient à la fois des agents expansifs, des agents chimiques (carbonates) et parfois des géomatériaux. L'agent expansif utilisé dans ces études est de type CSA (Calcium-Sulfo-Aluminate) et représente alors une ressource en calcium pour la réaction de cicatrisation (Hosoda et al., 2009). De tels agents, riches en chaux libre, permettent la formation de  $\text{Ca(OH)}_2$  au contact de l'eau. Hosoda et al. (2009) reportent qu'il y a une expansion plus importante du béton au niveau de ces fissures due à la précipitation de nouveaux hydrates, avec l'utilisation d'agents expansifs. Kishi et al. (2007) ont montré que l'incorporation d'agents expansifs amène une meilleure capacité de cicatrisation pour des bétons avec de faibles rapports E/C. Pour que la cicatrisation des bétons comprenant des agents expansifs soit également améliorée pour des rapports E/C plus conventionnels, il semble intéressant d'incorporer en plus des carbonates qui peuvent participer à la précipitation de sels de calcium au sein de la fissure. Kishi et al. (2007), ainsi que Ahn et Kishi (2010) ont ainsi essayé différents mélanges avec du  $\text{NaHCO}_3$ ,  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  et  $\text{Li}_2\text{CO}_3$ . Les essais menés dans ces études ont montré que les bétons comprenant des agents expansifs ainsi que des carbonates amène la cristallisation et la précipitation de différents produits de réhydratation au sein de la fissure et présentent alors une capacité de cicatrisation accrue par rapport à un béton

ordinaire conventionnel. Ahn et Kishi (2010) ont également regardé l'effet que pourrait avoir l'incorporation de géo matériaux sur la capacité de cicatrisation des bétons. Ces géo matériaux contiennent de la montmorillonite qui a la capacité de gonfler en présence d'eau pour atteindre jusqu'à 15 à 18 fois sa taille à l'état sec. L'utilisation de géo matériaux avec des agents expansifs et des additifs chimiques (carbonates) a montré de bonnes propriétés de cicatrisation. Le fait d'introduire des ajouts minéraux et chimiques peut affecter de manière significative la formation de produits de réhydratation et ainsi permettre un plus grand potentiel de cicatrisation. Il serait alors possible de suivre ces différentes pistes de développement pour proposer des bétons plus durables qui cicatriseraient plus rapidement qu'un béton ordinaire. Néanmoins il ne faut pas oublier qu'avant de proposer un nouveau type de béton, il faut vérifier l'impact de chaque nouveau composé incorporé sur les propriétés du béton, notamment sur les propriétés à l'état frais et les propriétés mécaniques (Ahn & Kishi, 2010).

Finalement, une innovation plus originale est apparue dans les dernières années : l'utilisation de bactéries. Arnold (2011) reporte que la première idée d'utiliser des bactéries revient au groupe de recherche du professeur Sookie Bang dans les années 1990. Le phénomène prédominant dans la cicatrisation des fissures est la formation de carbonate de calcium (**section 4.1.2**). L'idée générale est d'incorporer un produit dans le béton qui soit capable de produire naturellement ces cristaux pour boucher les fissures, sans que cela n'affecte (ou très peu) les propriétés du béton (temps de prise, résistances mécaniques, etc.). Les bactéries se présentent comme de bons candidats étant donné que celles-ci sont capables de survivre dans des environnements hostiles et certaines sont notamment capables de vivre dans des environnements très basiques, tel que le béton (Arnold, 2011; Jonkers, 2007; Jonkers & Schlangen, 2009; Schlangen & Joseph, 2009). Des bactéries résistantes aux milieux alcalins peuvent être trouvées dans des lacs alcalins en Russie, dans certains sols désertiques d'Espagne ou dans les lacs sodas en Égypte. Pour que les bactéries soient capables de précipiter des minéraux, deux composantes sont nécessaires : les bactéries et un substrat pour les alimenter et les activer. La bactérie joue le rôle de catalyseur pour la conversion métabolique de l'autre composante, le substrat organique (Jonkers & Schlangen, 2009).

Un défi dans la phase de développement de tels bétons aut cicatrisants a été de trouver un moyen d'incorporer ces composés dans la matrice du béton : comment les introduire et quelle quantité introduire pour avoir une bonne capacité de cicatrisation ? Avant 2007, en raison de la durée de vie limitée des bactéries utilisées et de leur activité enzymatique, les composés organiques



(nourriture) étaient appliqués à l'extérieur, sur la surface fissurée du béton. Jonkers et Schlangen (2008) ont d'abord étudié la possibilité que l'association d'un composé organique et d'une bactérie résistante en milieu alcalin puisse produire de la calcite, avant d'aller plus loin dans ce type de recherche. Dans cette étude, plusieurs espèces de bactéries du genre *Bacillus* ont été testées et l'étude a permis de voir qu'il est possible de former des particules de calcite de taille allant jusqu'à 100  $\mu\text{m}$  en utilisant du lactate de calcium. Ce résultat laisse penser qu'il serait théoriquement possible de cicatrifier des fissures plus larges en utilisant des bétons avec ajout de bactéries. Il faut cependant s'assurer que ces réactions se produisent au sein du béton. Pour cela, une nourriture appropriée pour les bactéries doit être compatible avec le béton et ne pas trop affecter ses propriétés. Jonkers et Schlangen (2008) ont testé 11 composés, incorporés avec une teneur de 1 % en masse de ciment, et se sont intéressés à l'effet de telles incorporations sur le comportement mécanique (en traction et en compression). Jonkers et Schlangen (2009) poursuivent l'étude avec 3 de ces composés pour finalement retenir le lactate de calcium qui amène moins de perte de résistance en compression du béton. Ce composé commence à se dissoudre pendant le mélange du béton. Quand le béton fissure et que l'eau pénètre dans la fissure nouvellement créée, la bactérie, en contact avec l'eau et les nutriments, s'active. Pendant que la bactérie se nourrit, il y a consommation d'oxygène et le lactate le calcium soluble est converti en chaux insoluble (Arnold, 2011). Celle-ci se solidifie alors sur les surfaces de la fissure. Il est intéressant de noter que cette consommation d'oxygène a un effet positif supplémentaire sur le processus de corrosion. Il reste important de trouver les bonnes techniques pour introduire ces composants (bactéries et lactate de calcium) dans le mélange de béton pour que les bactéries ne s'activent pas durant le malaxage. Une technique proposée est d'introduire ces 2 composants dans des « boulettes d'argile » distinctes. Lorsque les fissures se créent et s'ouvrent jusqu'à atteindre les « boulettes », l'eau entre dans la fissure et amène la nourriture (ici le lactate de calcium) aux bactéries. Il a effectivement été montré que lorsque l'eau pénètre dans la fissure, les bactéries s'activent et se multiplient relativement vite (Arnold, 2011).

L'utilisation de bactéries pour une meilleure cicatrisation du béton semble donc être une solution prometteuse et intéresse le gouvernement néerlandais qui supporte financièrement ces projets de recherche. Des essais avec suivi sur une structure réelle sont prévus pour 2011 (Arnold, 2011). Néanmoins la technique actuelle présente encore des désavantages, essentiellement au niveau du coût de tels bétons ainsi qu'à la technique d'incorporation des composants dans le béton. Au

niveau du coût, cette technique est viable seulement pour des applications spécifiques, car le coût est environ 2 fois plus élevé que pour un béton conventionnel. Cette hausse des coûts est due au fait qu'actuellement les productions sont limitées et que le lactate de calcium ainsi que la manière de l'introduire dans le béton (avec les boulettes) sont dispendieux. Sur le plan mécanique, le fait d'introduire les bactéries avec de l'argile, qui est de résistance moindre que les granulats, amène une diminution de la résistance à la compression. Afin de remédier à ces désavantages, Arnold (2011) mentionne que l'équipe de recherche de Delft travaille sur un béton avec bactéries plus économique et plus résistant en compression. Arnold mentionne une échéance d'environ 1 an pour effectuer les essais nécessaires sur ce nouveau béton.

## 4.6 Conclusion

Cette revue de littérature a permis de faire un bilan sur les connaissances actuelles en matière de cicatrisation. Il existe un grand nombre d'informations au sujet des gains en termes de durabilité et sur le plan mécanique que peut apporter la cicatrisation des fissures. Les chercheurs essaient de comprendre et d'identifier les différents phénomènes à l'origine de la cicatrisation. Un effort est aussi fait pour cibler les paramètres qui influencent ce processus. De nombreuses techniques expérimentales ont été utilisées dans les différents projets de recherche afin de visualiser et de rendre compte, qualitativement ou quantitativement, du phénomène de cicatrisation du stade de la formation des produits de cicatrisation à celui de leur endommagement lors d'un rechargement. Au fur et à mesure que paraît une nouvelle étude, le phénomène devient de mieux en mieux compris et il est possible d'avoir une idée sur les conditions qui favorisent ou non le processus. La connaissance des réactions chimiques à l'origine du phénomène permettent la mise au point de bétons avec une plus grande capacité de cicatrisation.

Il subsiste néanmoins encore une différence importante entre l'étude de la cicatrisation en laboratoire (avec des paramètres d'essais propres à chaque étude et souvent non parfaitement représentatifs d'une situation réelle) et la réalité des structures (Neville, 2002). Tel que le mentionne Li et Yang (Li & Yang, 2007), l'assurance qu'il y ait de la cicatrisation ainsi que la répétitivité du phénomène ne sont pas parfaitement connues. Ceci pose alors le problème de savoir si ce phénomène pourrait être considéré dans la conception ou dans la prédiction de la durée de vie de structures réelles.

De plus, avec toutes les données de la littérature actuellement disponibles, il est difficile d'extraire des règles pour prédire ou forcer la cicatrisation dans des situations spécifiques. Neville (2002) met en avant un des principaux problèmes : dans la plupart des études les spécimens sont délibérément fissurés et les propriétés des fissures sont bien connues alors que sur le terrain, les données des ouvertures et des conditions environnementales sont beaucoup moins maîtrisées. Un autre point important à considérer est la cicatrisation des fissures actives. En effet, les études de cicatrisation portent essentiellement sur des fissures dormantes, dont l'ouverture varie pas. Edvardsen (1999) s'est intéressée à la cicatrisation d'une fissure active en effectuant des cycles de 24 h (12 h à une ouverture minimale de 0.20 mm et 12 h à une ouverture de 0.26 mm) pendant environ 1 mois. L'évolution du débit d'eau dans le temps a ensuite été comparée à la diminution du débit d'eau dans le temps obtenu pour une fissure dormante d'ouverture égale à 0.20 mm. Edvardsen (1999) trouve que la cicatrisation peut avoir lieu pendant les cycles et que la cinétique est comparable à celle de la fissure dormante d'ouverture 0.2 mm. La cicatrisation est plus longue pour l'ouverture maximale des cycles. Néanmoins, les résultats sur la cicatrisation des fissures actives sont très rares. Par ailleurs, peu d'études fournissent des données sur la cicatrisation de fissures actives sous des cycles plus rapides que ceux faits dans l'étude d'Edvardsen (1999). Le manque de données empêche la généralisation des résultats obtenus par Edvardsen pour toutes les fissures actives. Or, dans la réalité, un grand nombre de structures sont soumises à des sollicitations cycliques (exemple : lors du passage du trafic routier sur un tablier de pont). Il est donc important, avant de considérer la cicatrisation dans des critères de dimensionnement des structures en service, de savoir ce qu'advient des produits de cicatrisation formés lorsque la fissure est active.

En conclusion, le phénomène de cicatrisation est un phénomène positif pour les structures en béton. L'utilisation de bétons avec un fort potentiel de cicatrisation permet de compenser une partie de l'endommagement des structures en béton, d'améliorer sa durabilité et de sauver des coûts associés à l'entretien et la réparation. À première vue, de tels bétons s'alignent bien dans une optique de développement durable puisque, en plus d'un gain économique potentiel, ils peuvent présenter un gain environnemental. En effet, moins de réparation implique moins de production de béton et donc moins d'émission de CO<sub>2</sub>. Cependant, l'élaboration de certains bétons spéciaux représente des coûts parfois plus élevés et une production générant parfois plus de CO<sub>2</sub>. Il est alors important, lors de l'évaluation des gains économiques et environnementaux

potentiels de bétons aux propriétés de cicatrisation accrues, de considérer le bilan en CO<sub>2</sub> et le gain économique d'un point de vue global. Il est donc important de poursuivre l'étude de la cicatrisation en essayant néanmoins, une fois que tous les phénomènes seront très bien compris à l'échelle d'une fissure et pour certaines conditions environnementales, de s'approcher de conditions d'étude plus réalistes. Par la suite, des études sur structures réelles avec un suivi régulier des paramètres de la structure (environnement, état d'endommagement, etc.) et de l'état d'avancement de la cicatrisation pourraient apporter un niveau de connaissance adéquat pour inclure le phénomène de cicatrisation dans le dimensionnement ou forcer le processus sur des structures existantes.

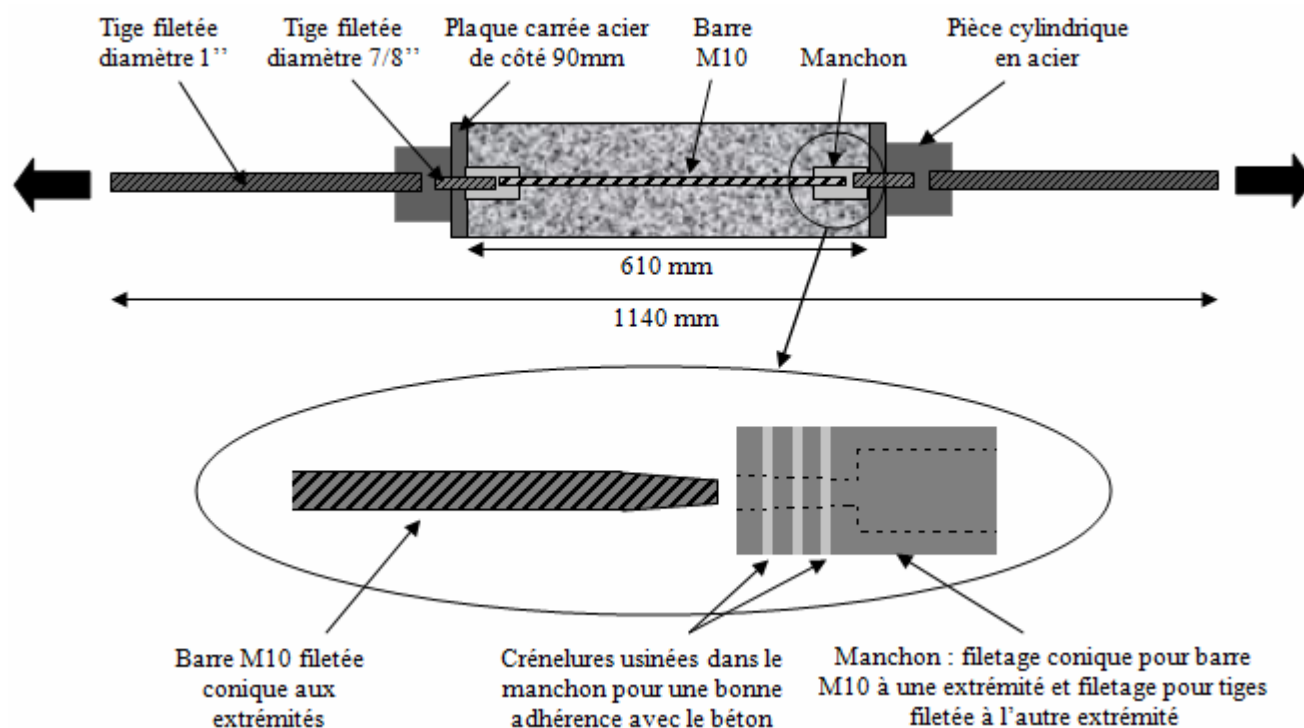
## CHAPITRE 5 DESCRIPTION DES TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre a pour objectif de présenter le matériel utilisé (spécimens et équipements) ainsi que le programme d'essais réalisés dans la thèse pour atteindre les objectifs spécifiques visés.

### 5.1 Appareil d'essai développé

#### 5.1.1 Géométrie du spécimen

Les éléments en béton armé testés dans le cadre de ces travaux de recherche représentent une barre d'armature avec le béton d'enrobage sollicité en traction dans une structure en béton armé. Le tirant est retrouvé dans des poutres, mais aussi dans des dalles et des murs. Ils ont une section carrée de  $90 \text{ mm} \times 90 \text{ mm}$  et une longueur de 610 mm (**Figure 5.1**). Au centre du spécimen se trouve une barre d'armature M10 d'un diamètre de 11.3 mm. Le recouvrement est donc d'environ 40 mm.

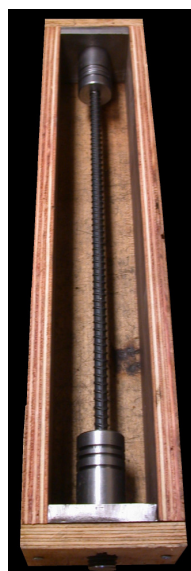


**Figure 5.1 : Vue d'ensemble du spécimen en coupe longitudinale centrée**

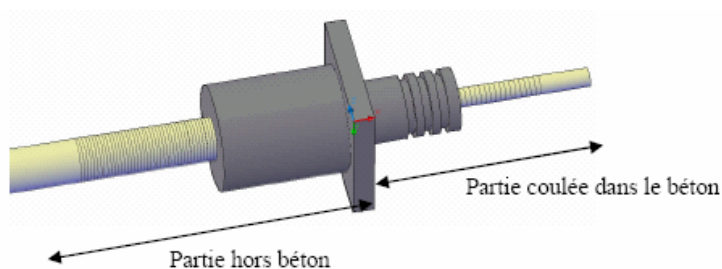
Afin d'éviter que la barre d'armature plastifie à l'extérieur du béton, elle est entièrement noyée dans le béton. Un ensemble de pièces usinées permet la transmission de l'effort au sein du spécimen sans qu'il n'y ait de concentration de contrainte, notamment grâce au filetage conique

des manchons et des extrémités des barres d'armature. La longueur totale du spécimen, en comptant la longueur des pièces de transfert est égale à 1 140 mm.

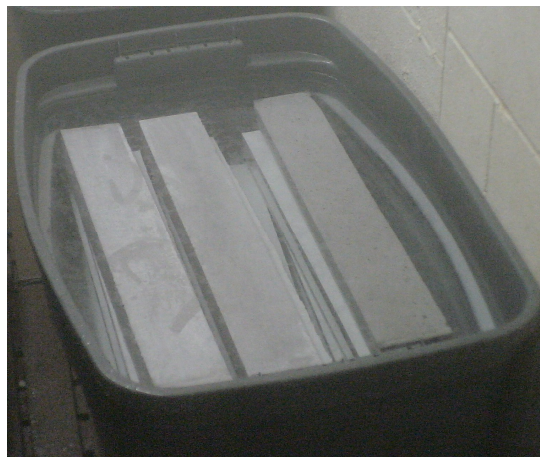
La présence des pièces usinées permet également un bon alignement du spécimen, ce qui minimise les efforts de flexion lors du chargement du spécimen en traction uniaxiale. Les tiges filetées de diamètre 7/8 pouce, les plaques en acier, les manchons, ainsi que la barre M10 sont placés dans le moule avant de couler le béton (**Figure 5.2**). La **Figure 5.3** présente le schéma 3D de ces pièces. Les spécimens sont fabriqués en laboratoire dans des moules en contreplaqués. Ils sont démoulés après 24 h et sont ensuite placés dans un bain d'eau saturée en chaux pour une période de 3 mois (**Figure 5.4**). Les pièces cylindriques en acier ainsi que les tiges filetées d'un pouce de diamètre sont ajoutées au tirant juste avant les essais, afin de permettre son ancrage dans la presse hydraulique de 2.5 MN (**Figure 5.5**).



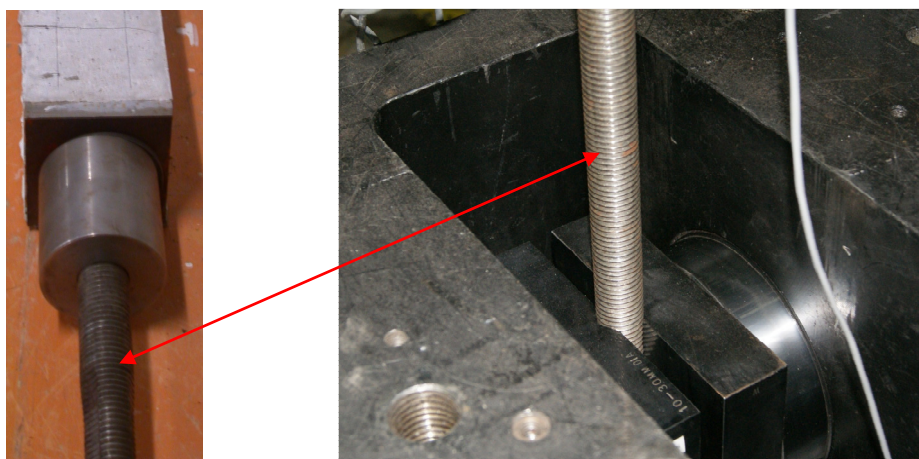
**Figure 5.2 : Pièces d'acier positionnées dans le moule avant la coulée**



**Figure 5.3 : Schéma 3D des pièces de transfert de l'effort**



**Figure 5.4 : Conservation des spécimens dans l'eau saturée en chaux jusqu'à l'essai**



**Figure 5.5 : Ajout des pièces sur le tirant pour l'ancrage dans la presse**

### **5.1.2 Dispositif de chargement**

Deux types d'essais différents peuvent être effectués avec le dispositif de chargement : des essais de caractérisation de la fissuration et des essais de perméabilité. Pour les éléments structuraux sollicités en flexion (poutres et dalles épaisses), le gradient de contrainte est faible et les contraintes sont approximativement uniformes dans le béton d'enrobage. Il a ainsi été décidé de solliciter le spécimen en traction de manière à représenter l'état de contrainte du béton d'enrobage dans les structures. Les deux types d'essais (caractérisation de la fissuration et perméabilité) ont alors lieu simultanément au chargement en traction du tirant dans la presse hydraulique. Lors des essais de caractérisation de la fissuration, les spécimens sont recouverts de capteurs Pi permettant de mesurer l'évolution des ouvertures de fissures (**Figure 5.6**). Pour les

essais de perméabilité, les capteurs  $P_i$  ne sont pas présents. Pour ces essais, une cellule de perméabilité est positionnée sur le spécimen et un circuit hydraulique, positionné à l'extérieur de la presse, est branché à cette cellule (**Figure 5.7**). L'ensemble cellule + circuit hydraulique forme le dispositif de perméabilité qui permet de mesurer l'écoulement d'eau à travers les tirants sous chargement. Le principe de fonctionnement de ce dispositif est détaillé dans la **section 5.1.3**.

Les essais de caractérisation de la fissuration et les essais de perméabilité peuvent être effectués sous différents types de chargement (statique, constant ou cyclique) avec différents modes de contrôle (déplacement ou force). Trois modes de chargement possibles sont décrits ci-dessous.

#### Chargement statique

Le tirant est chargé de manière statique jusqu'à la plastification de la barre d'armature. Ce type de chargement est contrôlé en déplacement, par la moyenne de 2 capteurs de déplacement (LVDTs) positionnés sur deux faces opposées du tirant. Les LVDTs sont représentés sur les **Figure 5.6** et **Figure 5.7**.

#### Chargement constant

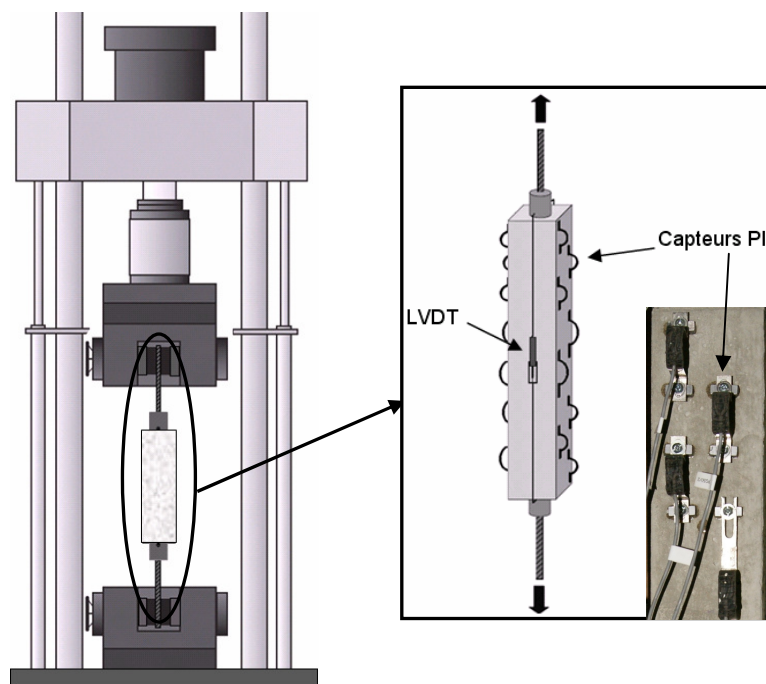
Le tirant est chargé de manière statique jusqu'à atteindre un certain niveau de contrainte dans l'armature, puis le déplacement du tirant est maintenu constant pendant une période prédéterminée. Pour terminer, le chargement est repris jusqu'à la plastification de l'armature.

#### Chargement cyclique

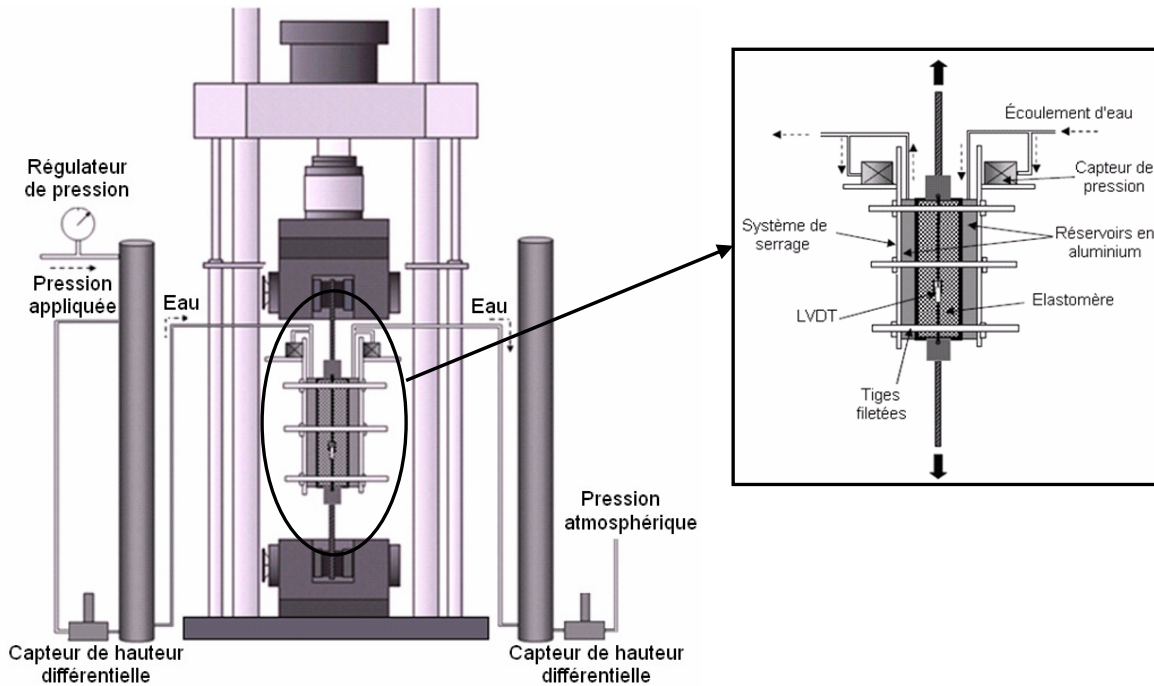
Une fois que le tirant a été chargé de manière statique jusqu'à un certain niveau de contrainte dans l'armature, il peut être soumis à un chargement cyclique contrôlé par une amplitude de force fixée et de durée prédéterminée. Pour terminer, le chargement est repris jusqu'à la plastification de l'armature.

Les détails concernant les modes de chargement utilisés dans les différents programmes expérimentaux sont présentés dans les chapitres 6, 7 et 8.





**Figure 5.6 : Configuration des essais de caractérisation de la fissuration**



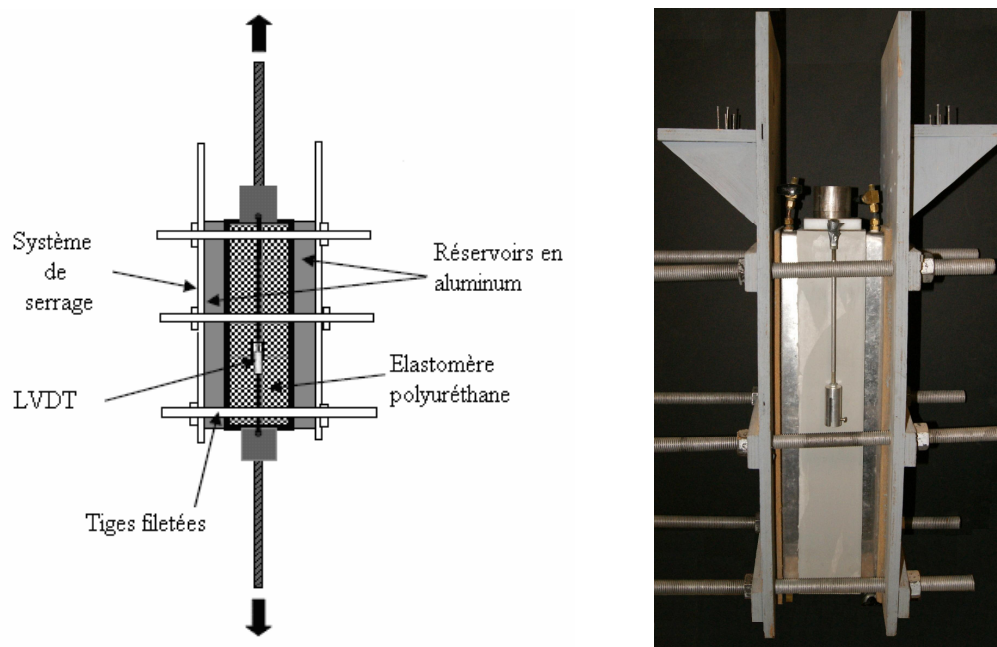
**Figure 5.7 : Configuration des essais de perméabilité**

### 5.1.3 Dispositif de perméabilité

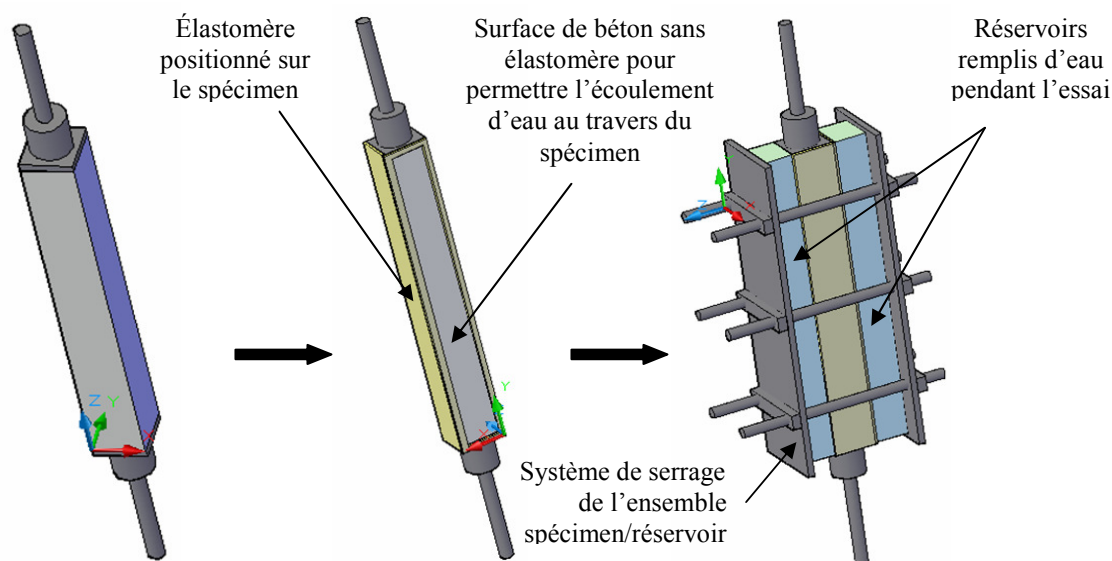
Le dispositif de perméabilité est composé d'une cellule de perméabilité ainsi que d'un circuit hydraulique qui permet la mesure de l'écoulement d'eau à travers le spécimen pendant l'application d'un chargement en traction.

La cellule de perméabilité comprend 3 composantes (**Figure 5.8**) : le spécimen, deux réservoirs en aluminium positionnés face à face, de part et d'autre du spécimen, et un système de serrage permettant de maintenir les réservoirs sur le spécimen. Les réservoirs en aluminium sont remplis d'eau avant de commencer un essai de perméabilité. Afin d'assurer l'étanchéité de la cellule de perméabilité, un élastomère polyuréthane entoure le spécimen tout en laissant une fenêtre sur les réservoirs en aluminium (**Figure 5.9**), permettant ainsi un écoulement d'eau unidirectionnel à travers le tirant.

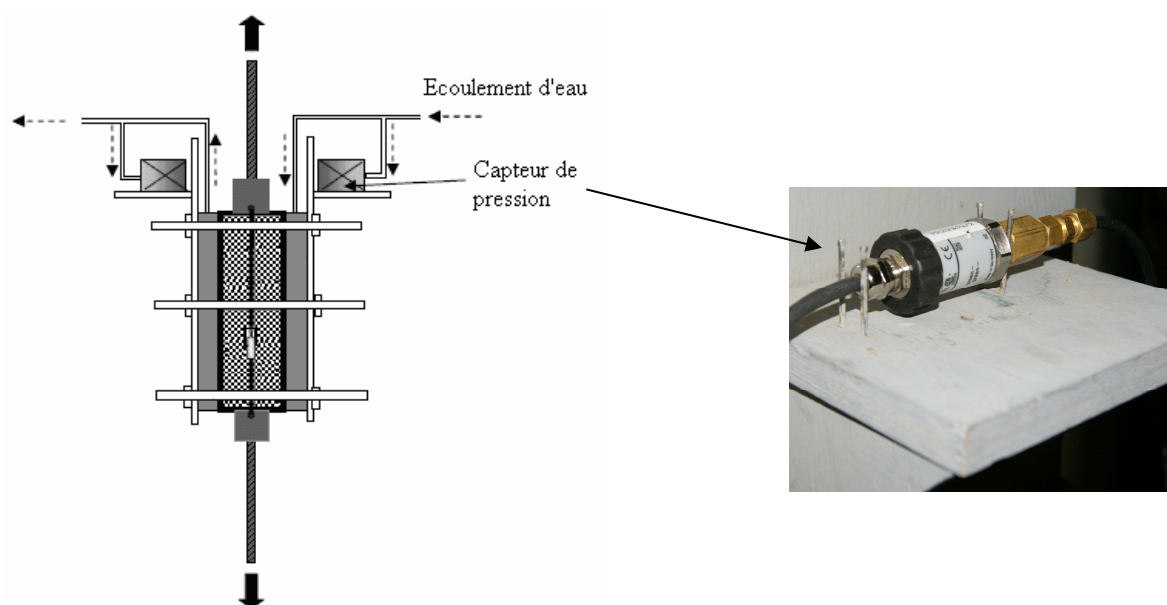
Un circuit hydraulique complète le dispositif de perméabilité. Il est branché sur la partie supérieure des réservoirs en aluminium par l'entremise 2 capteurs de pression (**Figure 5.10**) afin de connaître en tout temps le gradient de pression réellement appliqué au spécimen. Dans les essais menés dans le cadre de cette thèse, un gradient de pression de 50 kPa, équivalent à une hauteur d'eau de 5 m, est introduit entre l'amont et l'aval du tirant pour initier l'écoulement d'eau.



**Figure 5.8 : Cellule de perméabilité**



**Figure 5.9 : Préparation du spécimen pour les essais de perméabilité**

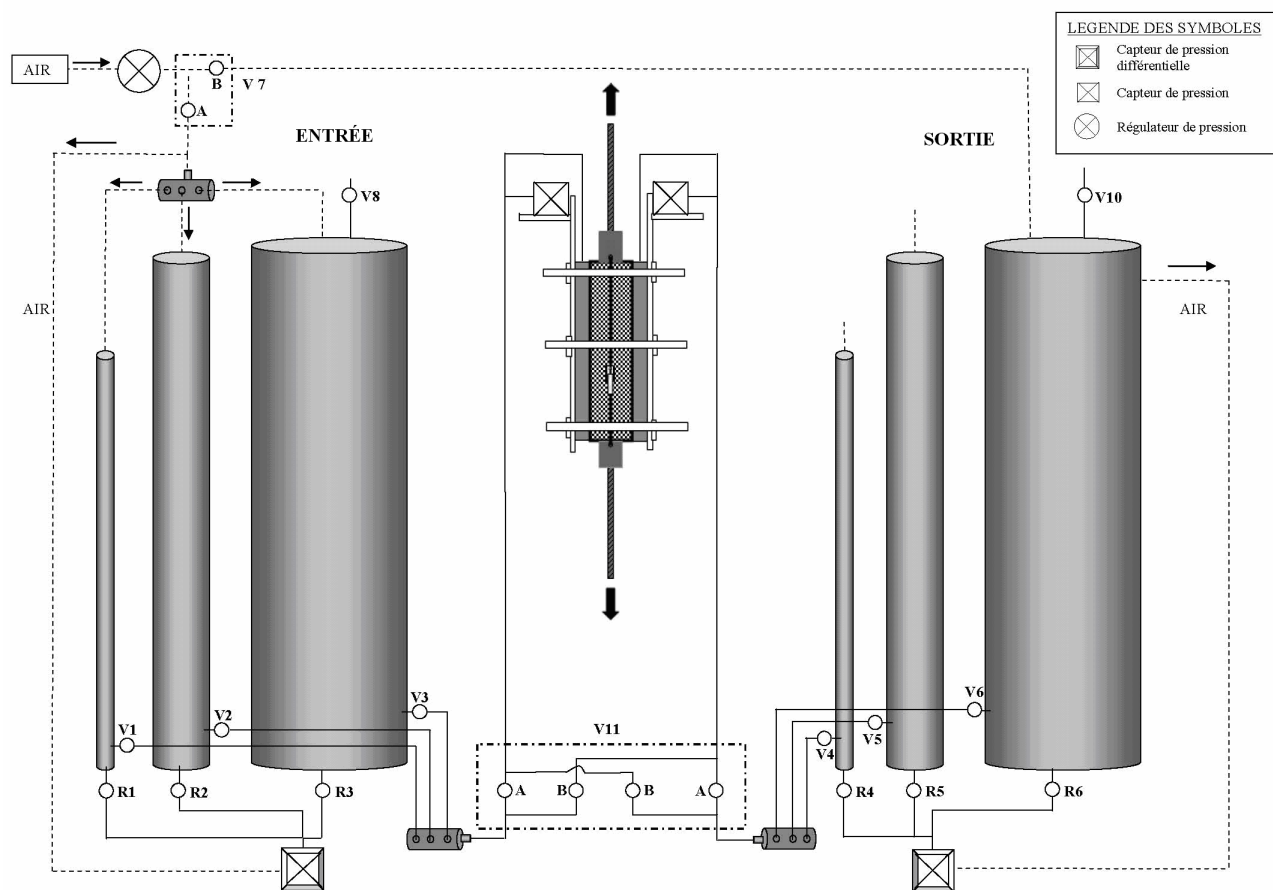


**Figure 5.10 : Branchement du système hydraulique sur la cellule de perméabilité**

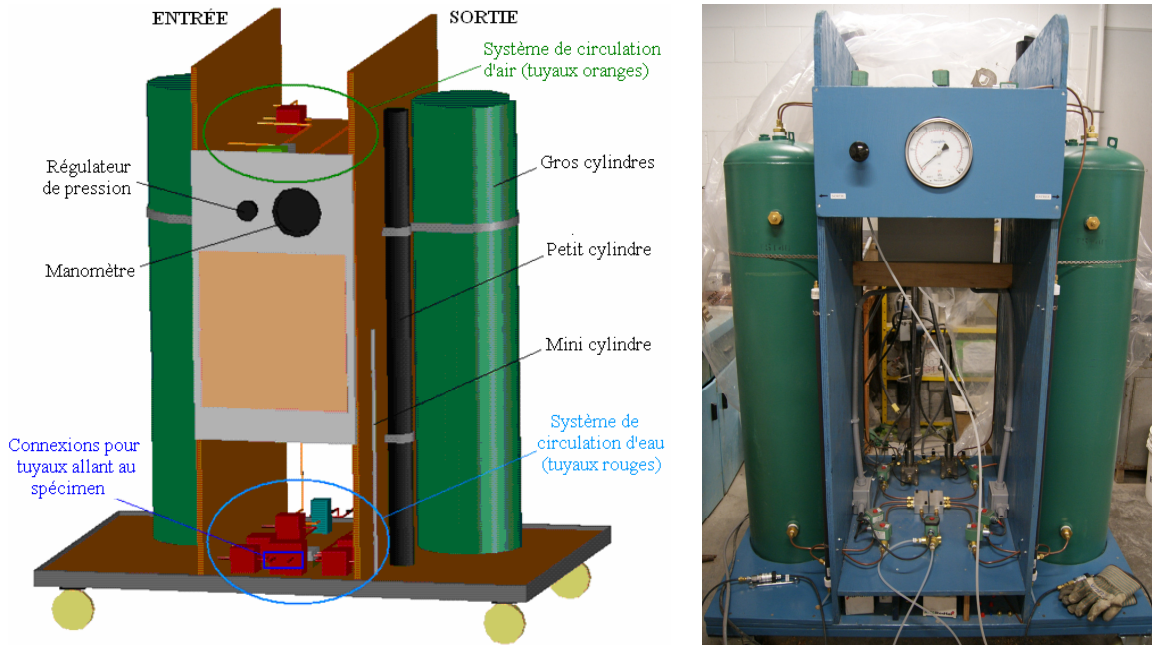
La **Figure 5.11** montre le principe de fonctionnement complet du dispositif de perméabilité (cellule de perméabilité + circuit hydraulique) et la **Figure 5.12** montre une vue de face du dispositif. Le circuit hydraulique comprend 3 paires de cylindres : une paire de minis cylindres (MC), une paire de petits cylindres (PC) et une paire de gros cylindres (GC). Ces paires diffèrent les unes des autres par le diamètre des cylindres (**Figure 5.13**). Les diamètres sont  $\frac{1}{2}$  po, 3 po et 12.5 po, respectivement pour les MC, PC et GC. Pour chaque paire de cylindres, un des deux

cylindres se situe en amont du spécimen alors que l'autre se situe en aval. Les 3 cylindres en amont du spécimen sont appelés les cylindres d'entrée. Ils sont reliés au réservoir en aluminium d'entrée. Les 3 cylindres en aval du spécimen (cylindres de sortie) sont reliés au réservoir en aluminium de sortie du spécimen. Le circuit d'eau est composé de tuyaux de diamètre  $\frac{1}{4}$  po qui sont en tout temps saturés en eau.

En raisonnant avec une seule paire de cylindres, le principe de fonctionnement du dispositif de perméabilité est le suivant. Le cylindre d'entrée est initialement rempli d'eau alors que celui de sortie est initialement à son niveau bas. L'eau est mise en pression dans le cylindre d'entrée, alors que le cylindre de sortie reste à la pression atmosphérique. Pendant l'essai de perméabilité, l'eau circule du cylindre et réservoir d'entrée vers ceux de sortie, en passant à travers le spécimen. Pendant cet écoulement d'eau, le niveau d'eau diminue progressivement dans le cylindre d'entrée, alors qu'il augmente dans le cylindre de sortie.



**Figure 5.11 : Principe de fonctionnement du dispositif de perméabilité automatisé**



**Figure 5.12 : Le dispositif de perméabilité automatisé (vue de face)**



**Figure 5.13 : Photo des 3 tailles de cylindres (vue du côté du dispositif)**

L'écoulement d'eau à travers le spécimen est évalué à l'aide de capteurs de hauteur différentielle, positionnés en entrée et en sortie, à la base de chaque cylindre. Ces capteurs mesurent l'évolution de la hauteur d'eau dans les cylindres au cours de l'essai. En utilisant une calibration adéquate, ils permettent d'enregistrer l'évolution du volume d'eau dans les cylindres au cours du temps, permettant de déterminer en continu le débit d'eau qui traverse le spécimen. Une des difficultés

d'un tel système est de maintenir une bonne précision des mesures de débit tout en ayant une quantité suffisante d'eau disponible. Une grande précision et un petit volume d'eau sont nécessaires au démarrage d'un chargement statique en traction, lorsque le béton est intact ou microfissuré. Cependant, lorsque le spécimen présente des macrofissures localisées en fin d'essai, un volume d'eau plus important doit être disponible et la précision de mesure peut être diminuée. C'est pour cette raison qu'il y a plusieurs paires de cylindres dans le dispositif présenté à la **Figure 5.11**.

Ainsi, au démarrage de l'essai, tant que le spécimen est intact ou microfissuré, l'eau circule du mini cylindre d'entrée vers celui de sortie. Lorsque l'essai de perméabilité débute, la valve V7 (en position A) dirige l'air sous pression dans les cylindres d'entrée. La valve V8 est alors fermée de manière à maintenir la pression dans les cylindres d'entrée. Les valves V1 et V4 s'ouvrent afin de permettre l'écoulement d'eau de l'entrée vers la sortie, entre les minis cylindres. Les robinets R1 et R4 doivent également être ouverts pour que les capteurs de hauteur différentielle puissent capter l'évolution des volumes dans ces cylindres. Lorsque la quantité d'eau disponible dans le mini cylindre d'entrée n'est plus suffisante, un jeu d'ouverture et de fermeture adéquat des valves et robinets permet à l'écoulement d'eau de se poursuivre entre les petits cylindres, puis entre les gros cylindres, une fois que toute l'eau initialement présente dans le petit cylindre d'entrée a traversé le spécimen.

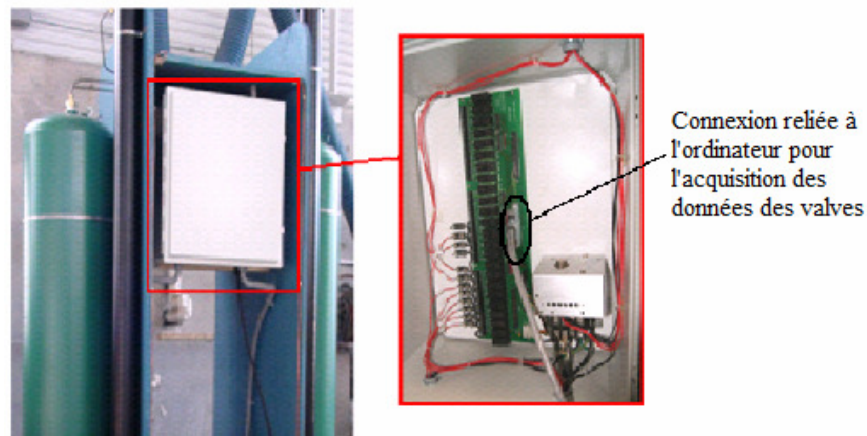
Le dispositif tel que conçu permet également de procéder à des essais de perméabilité longs qui demandent une réserve en eau généralement bien plus importante que celle contenue dans les 3 cylindres (minis + petits + gros). Ainsi, une fois que toute la réserve d'eau présente dans les minis, petits et gros cylindres d'entrée a été écoulée, le système permet de continuer les mesures d'écoulement d'eau. A ce moment, la majorité de l'eau du système se trouve dans le gros cylindre de sortie. Celui-ci devient alors la réserve d'eau principale et va jouer le rôle de cylindre d'entrée. Ainsi, le cylindre initialement d'entrée devient le cylindre de sortie (qui récupère l'eau qui traverse le spécimen) et le cylindre de sortie devient celui d'entrée en fournissant l'eau. Pour devenir le cylindre d'entrée, le cylindre initialement de sortie doit être mis sous pression alors que le cylindre devenu la sortie doit être à la pression atmosphérique. Il faut donc procéder à une purge du système et rediriger l'air sous pression vers le nouveau cylindre d'entrée. Le circuit hydraulique est conçu de telle sorte à toujours conserver le même sens d'écoulement de l'eau à travers le spécimen durant l'essai au complet, malgré l'inversion des gros cylindres. Cette



inversion peut être effectuée automatiquement, autant de fois que nécessaire et est possible grâce à des séquences d'ouvertures et fermetures des différentes valves et robinets du système.

Les ouvertures et les fermetures des électrovalves ont lieu de manière automatisée tout au long d'un essai de perméabilité grâce à une programmation spécialement conçue pour ce dispositif. Le dispositif de perméabilité est donc relié à un ordinateur qui commande l'alimentation des valves via une boîte électrique positionnée à l'arrière du dispositif (**Figure 5.14**). Le logiciel permet d'enregistrer les données des différents capteurs (capteurs de hauteur différentielle et capteurs de pression) au cours de l'essai. L'interface du logiciel permet ainsi de suivre, tout au long d'un essai de perméabilité, l'évolution des volumes d'eau dans les cylindres d'entrée et de sortie.

Les procédures expérimentales complètes des essais de perméabilité à l'eau sous différentes sollicitations (statiques, constantes, cycliques) sont regroupées dans un rapport interne du groupe de recherche en Structure (GRS) de l'École Polytechnique de Montréal.



**Figure 5.14 : Contrôle et alimentation des valves**

## 5.2 Programme expérimental de la thèse

Les essais de caractérisation de la fissuration et les essais de perméabilité ont été menés sur 3 gammes de performance de béton :

- béton ordinaire (BO) :  $E/L = 0.6, f'_c = 37 \text{ MPa}$  ;
- béton renforcé de fibres (BRF) :  $E/L = 0.43, f'_c = 55 \text{ MPa}$  ;
- béton fibré ultra performant (BFUP) :  $E/L = 0.2, f'_c = 102 \text{ MPa}$ .

La composition de ces différents bétons est présentée dans le **Tableau 5.1**.

**Tableau 5.1 : Composition des différents bétons à l'étude**

Composants	Proportions (kg/m <sup>3</sup> )		
	BO	BRF	BFUP
Ciment	325	501	1007
Fumée de silice	0	50	252
Pierre (2.5 – 10 mm)	1002	668	0
Sable (50 µm – 5 mm)	821	801	0
Sable (50 - 600 µm)	0	0	604
Superplastifiant (naphtalene sulfonate)	2	8	0
Superplastifiant (polyester polyacrylic polyol)	0	0	46
Agent réducteur d'eau (sodium lignosulfonate)	1	0	0
Fibres (1 % - Dramix 65-35)	0	80	0
Fibres (4 % - OL 10-0.2)	0	0	312
Eau (sans eau des adjuvants)	193	232	225

Le **Tableau 5.2** présente le programme expérimental mené dans le cadre de la thèse. Il indique les bétons à l'étude dans les différentes phases expérimentales ainsi que les sections de la thèse et les articles scientifiques correspondants. Ces articles constituent les 3 prochains chapitres de cette thèse.

**Tableau 5.2 : Programme expérimental**

Programme	BO	BRF	BFUP	Section de la thèse
1 <sup>er</sup> programme expérimental <i>essais de validation</i>	X			CHAPITRE 6 Article 1
2 <sup>ème</sup> programme expérimental <i>essais sous chargement statique</i>	X	X	X	CHAPITRE 7 Article 2 et CHAPITRE 9
3 <sup>ème</sup> programme expérimental <i>essais sous chargement constant</i>	X	X		
4 <sup>ème</sup> programme expérimental <i>essais sous chargement constant/cyclique</i>	X	X		CHAPITRE 8 Article 3



## **CHAPITRE 6     ARTICLE 1: NOVEL WATER PERMEABILITY DEVICE FOR REINFORCED CONCRETE UNDER LOAD**

**Clélia DESMETTRE, Jean-Philippe CHARRON**

Research Center on Concrete Infrastructures-CRIB, Group for Research in Structural  
Engineering, École Polytechnique de Montréal

**Paper submitted on the 5<sup>th</sup> August 2010 and accepted on the 15<sup>th</sup> March 2011 and published  
in Materials and Structures on the 29<sup>th</sup> March 2011**

### **Corresponding Author:**

Jean-Philippe Charron  
Department of Civil, Geological and Mining Engineering  
École Polytechnique de Montréal  
B.O. Box 6079, Station Centre-Ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

Tél : 1-514-340-4711 ext 3433

Fax : 1-514-340-5881

Email : [jean-philippe.charron@polymtl.ca](mailto:jean-philippe.charron@polymtl.ca)

## 6.1 Abstract

The presence of cracks in reinforced concrete structures is recognized to increase the penetration of water and aggressive agents into concrete and thus accelerate its deterioration. In order to gain knowledge on the influence of cracking on concrete durability and assess admissible loads to ensure long-term performance of structures, an innovative water permeability device was developed to estimate water flow in plain and cracked reinforced concrete. Permeability measurements were taken simultaneously with the application of a uniaxial tensile load on the testing specimen. The device permitted the estimation of the average stress in the reinforcing bar and the maximum crack opening in the concrete specimen. The experimental program comprised studies on result repeatability and the influence of testing parameters, such as pressure gradient, pressure regulation, loading rate and loading control mode. Test results showed that the modification of the testing parameters had a negligible impact on water permeability. Moreover, correlations were established between the water permeability, the average stress in the steel reinforcement, and the crack opening width in the reinforced concrete. Analysis of the results demonstrated the potential of the research results to improve the design criteria of reinforced concrete at serviceability limit states.

**Keywords :** Reinforced concrete - Water permeability - Crack width - Stress in reinforcing bar - Tensile loading- Pressure gradient -Pressure regulation - Loading rate - Loading control mode - Design criteria

## 6.2 Introduction

It is widely accepted that the transport mechanisms of water in concrete (particularly capillarity, diffusion and permeability) directly impact the durability of reinforced concrete infrastructures. However, very limited documentation exists on how transport properties are affected by the application of external loading [19].

Penetration of air, water and aggressive ions into concrete can initiate various deterioration processes such as corrosion of steel reinforcement, alkalis-aggregate reaction, carbonation, scaling, and sulphate attack. Depending on the magnitude of external loads applied to the reinforced concrete, cracks may initiate and develop in the concrete matrix. The presence of cracks does not modify transport mechanisms, but may change their predominance by creating porosity favourable to deeper penetration of agents and deterioration, and providing new internal surfaces (anhydrous cement, hydrates of various types, etc.) for chemical reactions.

Most reinforced concrete structures are submitted to external bending loads during service conditions, which means one surface is in compression and the other in tension. Deterioration processes on structures are mainly observed on concrete cover submitted to tensile loads, since those areas are often cracked. Cracks may also initiate and propagate in concrete due to internal stresses caused by shrinkage, thermal, and/or hydric gradients. Measurement of diffusion or capillarity in cracked concrete under loads brings experimental difficulties and uncertainty in the results. In this context extensive research has been undertaken within the last decade to evaluate the impact of loads and cracks on permeability.

Several studies have proposed water permeability tests adapted to concrete specimens subjected to tensile, compressive or bending forces [6, 7, 10, 16, 20–22, 24, 26]. A complete review can be found elsewhere [19]. Most experiments were performed either on concrete without reinforcement or on concrete unloaded after cracking. Moreover, the load application was sometimes indirect with a non uniform stress field [4, 16, 23, 27] or where notches were used in order to initiate cracks in a specific area [10, 24]. As a result, the load application and crack pattern obtained experimentally have traditionally differed greatly from that found in real concrete structures, which are reinforced, randomly cracked, and submitted to constant or cyclic tensile loads during service life. Improvement of experimental techniques is required to more accurately reproduce the permeability of reinforced concrete at serviceability.

To this end, an important research project was launched at Polytechnique of Montreal to evaluate the water permeability of various materials such as conventional concrete, fibre reinforced concrete and ultra-high performance concrete under realistic loading conditions. The first objective of the project was the development of an innovative water permeability device compatible with a reinforced concrete specimen submitted to various loading conditions. The second objective was to establish the impact of loading conditions on water permeability and the self-healing capacity of concrete materials. The last objective concerned the proposition of loading criteria adapted to various concretes to ensure an extended durability of infrastructures at serviceability limit states. This paper presents the first part of the project dedicated to the development of a water permeability device optimized for a reinforced concrete tie-specimen submitted to static loading.

## **6.3 Experimental device**

### **6.3.1 Concept of the water permeability device**

To guarantee an adequate performance of structures against deterioration processes, most reinforced concrete design codes limit either maximum crack opening width [9, 11, 12, 15], average stress in reinforcement [5, 25] or both criteria [15] according to the environmental expositions of the structures. Consequently the concept of the water permeability device was developed in order to estimate permeability in a reinforced concrete specimen knowing the stress in the reinforcement and the crack opening in the concrete. For structural elements submitted to bending loads (beams and thick slabs), the stress gradient is small and the stress is nearly uniform in the concrete cover. Thus a uniaxial tensile load applied to the testing specimen was used to represent the state of loading of damaged concrete cover in structures. The specimen length was chosen to create random cracking as observed in structural concrete cover.

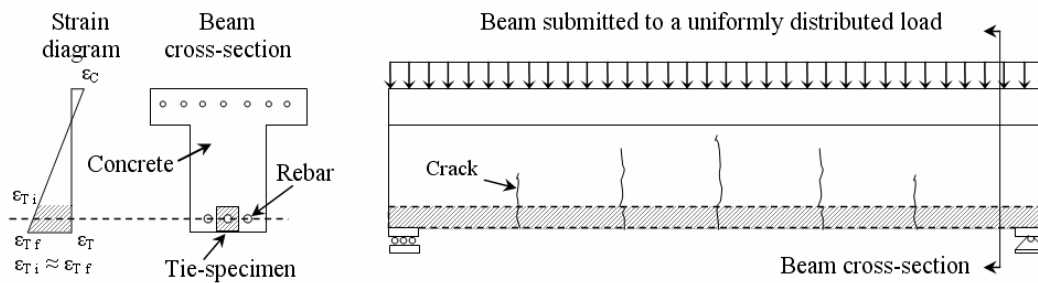
### **6.3.2 Specimen and loading system**

The testing specimen consists of a steel reinforcing bar and the surrounding concrete submitted to tensile loads in a reinforced concrete structure. The tie specimen is found in beams, as depicted in **Figure 6.1**, slabs, and walls. The specimen length is about 610 mm (24 in.), corresponding to 60 times the bar diameter. This ratio is suggested to accurately reproduce the cracking pattern in reinforced concrete tensile members [2]. The specimen has a prismatic cross-section of

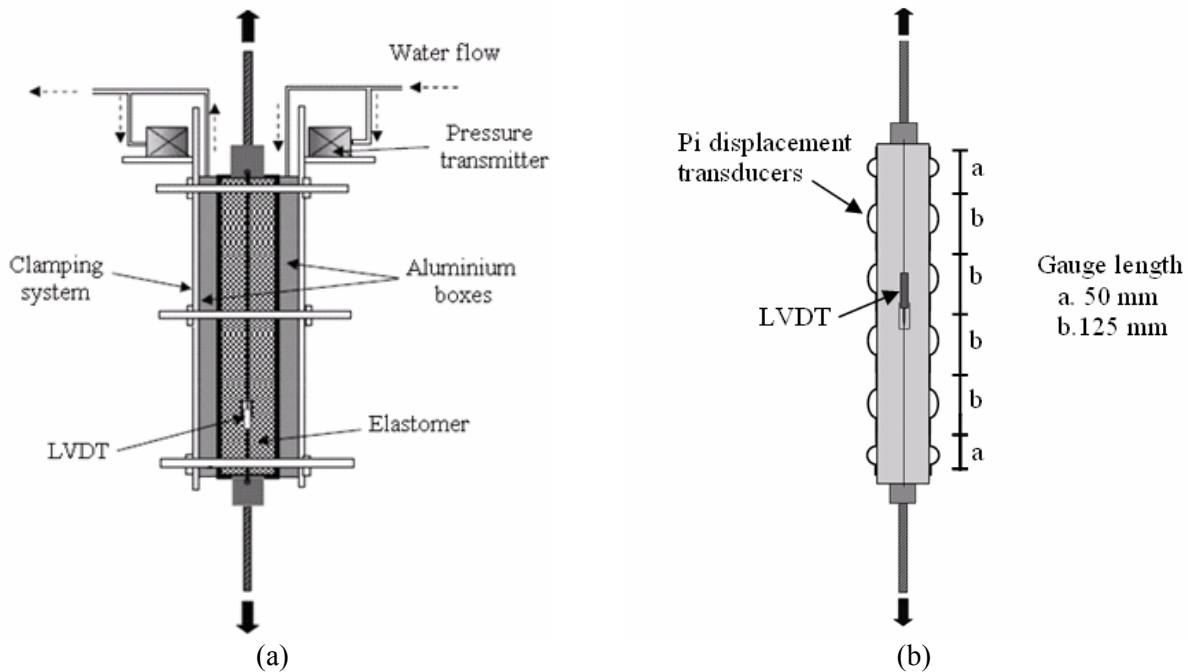
$90 \times 90 \text{ mm}^2$  providing about 40 mm of concrete cover when a M10 reinforcement bar ( $\phi_{\text{bar}} = 11 \text{ mm}$ ) is used. This complies with the minimal concrete cover recommended for structures exposed to severe environments (40 mm) and the minimal bar spacing (30 mm) allowed in the Canadian and American construction codes [1, 13].

A 2.5 MN universal testing machine enables the application of static, constant and cyclic tensile loadings on the tie-specimen. The tensile loading is controlled with the average displacement of two linear variable differential transducers (LVDTs) fixed on opposite sides of the specimen (**Figure 6.2**). The rate of displacement selected is 0.05 mm/min. Steel bars fixed in the jaws of the testing machine transfer the load to steel couplers connected to the ends of the reinforcing bar embedded in the specimen. The configuration ensures that rebar yielding takes place only in the tie-specimen.

In order to measure water permeability during the application of a tensile load by the testing machine, an elastomer membrane is installed on four of the six faces of the specimen. The elastomer prevents water leakage during the permeability test and provides a unidirectional water flow in the specimen. The elastomer presents a good extensibility and has a negligible contribution to the mechanical behaviour of the specimen.



**Figure 6.1 : Representativeness of the tie-specimen in a reinforced concrete beam**



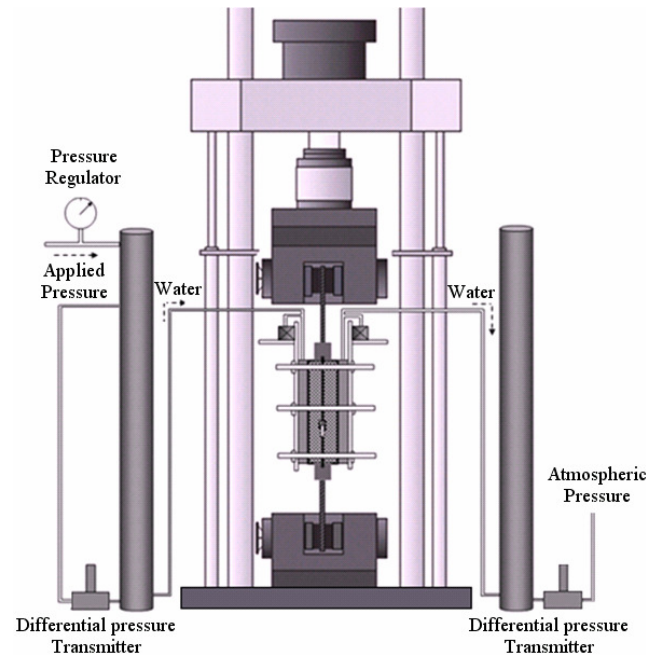
**Figure 6.2 : Instrumentation installed on the tie-specimen**

(a) Permeability test, (b) Tensile test

### 6.3.3 Permeability system

The permeability system is composed of aluminum boxes, tubing, water tanks, and differential pressure transmitters (**Figure 6.2** and **Figure 6.3**). The two aluminum boxes are fixed against the elastomer membrane and held on opposite sides of the specimen with a clamping system. Each box is linked to a tank by tubing for water circulation. Before each test, the permeability system is filled with water, with the exception of the outlet tank, which is empty. Then, the water is put under pressure from the inlet tank whereas the outlet tank remains at the atmospheric pressure. During the permeability test, water travels from the inlet tank and box, seeps through the specimen, and reaches the outlet box and tank. As the test takes place the water level gradually decreases in the inlet tank and increases in the outlet tank.

In order to identify the real water pressure gradient applied to the specimen, two pressure transmitters are installed on the clamping system near the water inlet and outlet boxes. If required for the permeability test, the pressure gradient can be regulated to a specific value by maintaining the difference of pressure between these transmitters constant. A pressure gradient of 50 kPa, which is equivalent to a water pressure head of 5 m, is imposed in the permeability system to initiate water flow.



**Figure 6.3 : Water permeability device installed in the universal testing machine**

The water flow seeping through the specimen is evaluated with a set of differential pressure transducers connected to the base of each tank. These transducers measure the evolution of the water height in each tank during the permeability test. With the appropriate calibration of the transducers, the evolution of the volume in each tank is recorded, providing a continuous measurement of the flow rate. An inherent difficulty of this permeability test is to maintain an adequate accurate measure of water flow and a sufficient water supply throughout the experiment. A very high precision and small capacity (water supply) is required for the small flow of undamaged concrete (at the beginning of loading), whereas a lesser precision and higher capacity is needed for the high flow of fully cracked specimens (at the end of loading). The permeability apparatus includes three sets of tanks to accommodate the flow ranges during a permeability test and to maintain an adequate water supply. Each set differs from one another by the diameter of the tanks. In the tank with the smaller diameter, the water height corresponding to a fixed water volume is higher, resulting in an improved measurement accuracy of the differential pressure transducers. As the test is conducted and the flow rate increases, the three sets of tanks are used by switching between them from the smallest diameter to the biggest. For the sake of simplicity, only one set of tanks is illustrated on **Figure 6.3**.

At any loading time, the water permeability coefficient  $K_w$  of the specimen is determined with the Darcy's law (**Equation 6.1**), which is often used to describe the water flow through a homogeneous porous medium [16, 17]. Despite the heterogeneity found in concrete microstructure, a concrete matrix and a uniformly cracked matrix can be considered as homogeneous at a larger scale [8]. The water permeability coefficient accounts for the water flow through the matrix and the cracks, even if the matrix permeability becomes negligible as cracks appear and grow with loading. **Equation 6.1** assumes a unidirectional laminar flow, negligible inertial force, saturated flow and steady state equilibrium. This equilibrium is verified experimentally when the inlet flow becomes equal to the outlet flow in the specimen.

$$K_w = \frac{Q \cdot L}{A \cdot \Delta h} \quad (6.1)$$

where  $K_w$  is water permeability coefficient (m/s),  $Q$  is flow rate (m<sup>3</sup>/s),  $A$  is cross-section of the specimen exposed to water flow (m<sup>2</sup>),  $\Delta h$  is drop in hydraulic head across the specimen (m),  $L$  is thickness of the specimen (m).

Water permeability coefficient is evaluated with the cross-section of the specimen exposed to water flow (595 × 75 mm<sup>2</sup>) because the effective water pressure is applied only on this surface. The reduction of the surface is due to the presence of the sealing material between the specimen and the aluminum boxes.

The permeability system is able to record a volume variation of a water drop (approximately 0.05 ml) within a period of 2 days, which represents a permeability coefficient of 10<sup>-13</sup> m/s considering the cross-section of the specimen and the pressure gradient of 50 kPa. Thus permeability of plain or cracked concrete can be evaluated.

#### 6.3.4 Characterization of cracking

During the permeability test, the specimen is submitted to tensile loading. The average stress in the reinforcement bar is calculated from the specimen elongation assuming a perfect bond between the concrete and the rebar. For practical reasons, crack opening width cannot be measured during the permeability test. To establish a correlation between water permeability coefficients, stresses in the reinforcement, and crack openings in the concrete; the cracking



development is monitored during tensile tests performed on companion specimens without the permeability apparatus.

The instrumentation used during the tensile tests is shown in **Figure 6.2b**. As in the permeability test, two LVDTs are fixed at specimen ends to apply a loading controlled in displacement at a rate of 0.05 mm/min. Twelve Pi displacement transducers are also glued on opposite sides of the specimen to measure the crack openings on the specimen surface. Crack spacing in the reinforced tie-specimen is greater than the measurement area of each transducer, thus only one localized macrocrack is detected by a transducer. When a macrocrack appears, the displacement detected by a transducer increases instantaneously and drastically. The crack opening is then obtained by removing the elastic displacement, measured before crack localization, to the total displacement of the transducer.

## 6.4 Experimental program

The experimental program described in this paper pertains to the validation of the permeability device. The first objective of the experimental program was to evaluate the repeatability of water permeability measurement under constant testing parameters: a tensile loading controlled in displacement (0.05 mm/min) and an initial pressure gradient of 50 kPa. The second objective was to determine the influence of various testing parameters on water permeability: pressure gradient, pressure regulation, loading rate and loading control mode. Testing conditions of each parameter are summarized in **Table 6.1**.

The experimental program was carried out on tie-specimens produced with a normal-strength concrete (NSC) with a water/cement ratio (w/c) equal to 0.60. Details on constituents and their proportions are presented in **Table 6.2**. The concrete was cast in  $90 \times 90 \times 610 \text{ mm}^3$  molds and there were 15 tie-specimens for the permeability tests and 6 companion specimens for the tensile tests. Specimens were demolded after 24 h and then stored in lime saturated water for 3 months. The NSC mechanical properties measured at 28 days were a compressive strength of 37 MPa, tensile strength of 2.82 MPa, Young modulus of 32 GPa and Poisson coefficient of 0.245. The mechanical properties of the reinforcing bars were a Young's modulus of 210 GPa, a yield strength of 456 MPa, and an ultimate strength of 563 MPa.

**Table 6.1 : Experimental program**

<b>Parameters</b>	<b>Conditions studied</b>
Repeatability of results	50 kPa and 0.05 mm/min
Pressure gradient	25, 50 and 100 kPa
Pressure regulation	50 kPa with and without regulation
Loading rate	0,05 and 0,01 mm/min
Loading mode	Displacement, force

**Table 6.2 : Composition of the NSC**

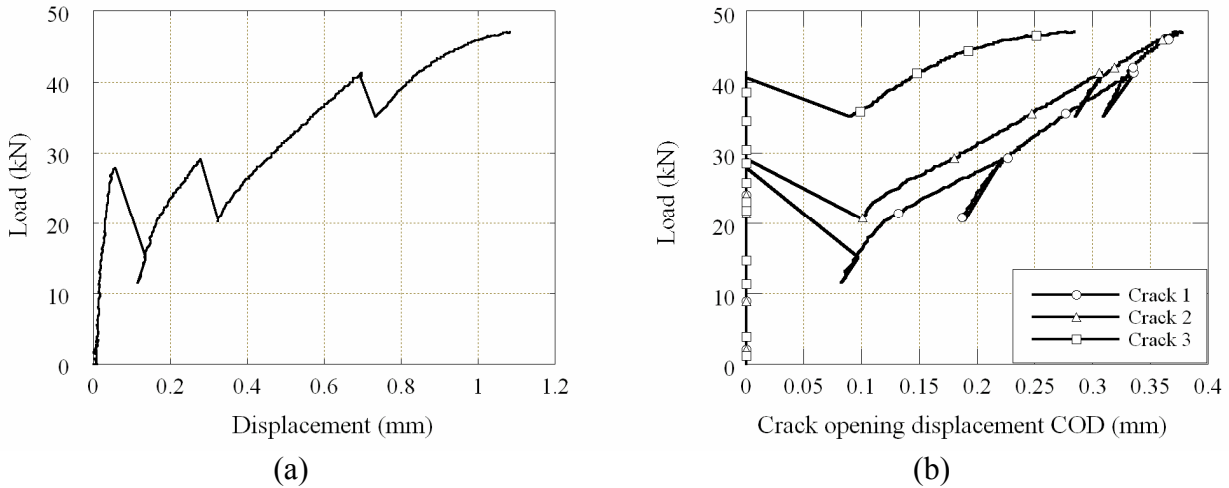
<b>Component</b>	<b>Content (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Cement (type GU)	325
Coarse aggregate (2.5-10mm)	1002
Sand (50µm-5mm)	821
Superplasticizer (naphtalene sulfonate)	2
Water reducing admixture (sodium lignosulfonate)	1
Water	193

## 6.5 Results

### 6.5.1 Tensile tests

Tensile tests were carried out to characterize the tensile behaviour of the NSC. Six tensile tests were done to determine the variability of results. **Figure 6.4a** depicts the evolution of the force applied on a tie-specimen against the longitudinal displacement measured by the LVDTs. After an elastic phase (0-15 kN), microcracks appear and propagate (15-28 kN), then localized macrocracks develop (28-45 kN) and yielding of the reinforcing bar occurs (45-47 kN). Micro and macrocracks develop perpendicularly to the loading direction. A typical cracking pattern is composed of three macrocracks for a NSC specimen. Sudden drops of force occur when localized macrocracks propagate through the cross-section of the specimen.

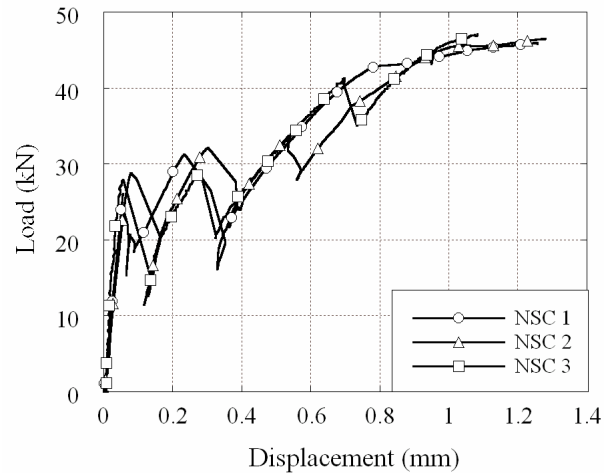
**Figure 6.4b** illustrates the crack opening displacement (COD) measured by the Pi transducers during the tensile test described in **Figure 6.4a**. Crack numbering indicates their order of appearance, macrocrack 1, 2 and 3 formed respectively at 28, 29 and 41 kN. Formation of a new macrocrack causes a reduction to the opening of existing macrocracks, as observed for macrocracks 1 and 2.



**Figure 6.4 : Typical results for a tensile test on a NSC tie-specimen**

(a) Load-displacement response, (b) Load-crack opening response

**Figure 6.5** presents the force–displacement curves obtained for three of the six specimens tested. It demonstrates the inherent variability of the tensile behaviour of specimen, which is mainly related to concrete heterogeneity.



**Figure 6.5 : Tensile behaviour of NSC tie-specimens**

**Table 6.3** presents a summary of the tensile test results. The force applied on tie-specimens and the maximum crack openings are presented for various stress levels in the reinforcing bar. Force values correspond to the average measurement on specimens while crack opening values correspond to the maximum measurement. The presentation of maximum crack openings rather than average or total crack openings will be explained in the discussion. The results indicate that

for a stress level of 100 MPa, only one macrocrack have localized with a maximum opening around 0.15 mm. Other localized macrocracks appear generally between 150 and 300 MPa. In this range of stress, maximum crack opening is between 0.2 and 0.3 mm for NSC.

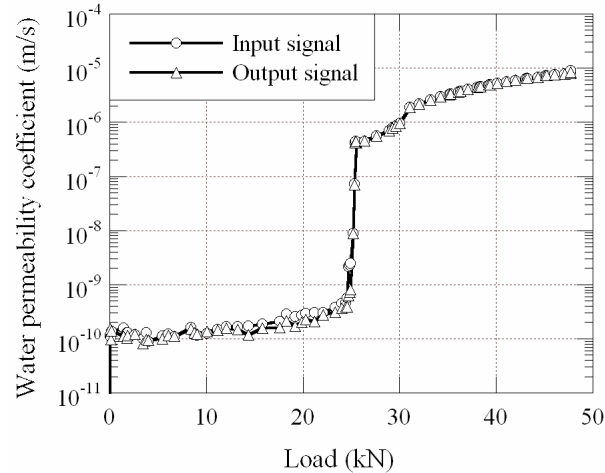
**Table 6.3 : Average force,  $F_{mean}$  and maximum crack opening,  $w_{max}$ , at different average stress level in the reinforcing bar**

$\sigma_s$ (MPa)	$F_{mean}$ (kN)	$w_{max}$ (mm)
100	19	0.15
150	26	0.22
200	28	0.23
250	34	0.28
300	36	0.32
350	39	0.34
400	44	0.41

### 6.5.2 Permeability tests

An important concern in permeability tests is to ensure that permeability coefficients are calculated during a steady state water flow. In the described device, the water flow is measured before and after penetration in the specimen. Thus the permeability coefficient is calculated with the input and the output water flow (**Equation 6.1**). **Figure 6.6** illustrates the evolution of the permeability coefficient following the force applied on a specimen. The input and output curves are superposed, confirming that a steady state flow of water is measured along the test.

Three different stages of water flow are noted in **Figure 6.6**. They can be associated to the cracking phases described in the previous section. A nearly constant permeability of  $2 \times 10^{-10}$  m/s is measured during the linear elastic phase of the tie specimen (0-15 kN). Then permeability increases slightly to  $4 \times 10^{-10}$  m/s with the appearance and propagation of microcracks (15-25 kN). Permeability rises suddenly to  $4 \times 10^{-7}$  m/s at the localization of the first macrocrack (25-27 kN), afterwards permeability increases more regularly during the formation of subsequent macrocracks (27-45 kN). Permeability reaches  $1 \times 10^{-5}$  m/s close to reinforcement yielding (45-47 kN).



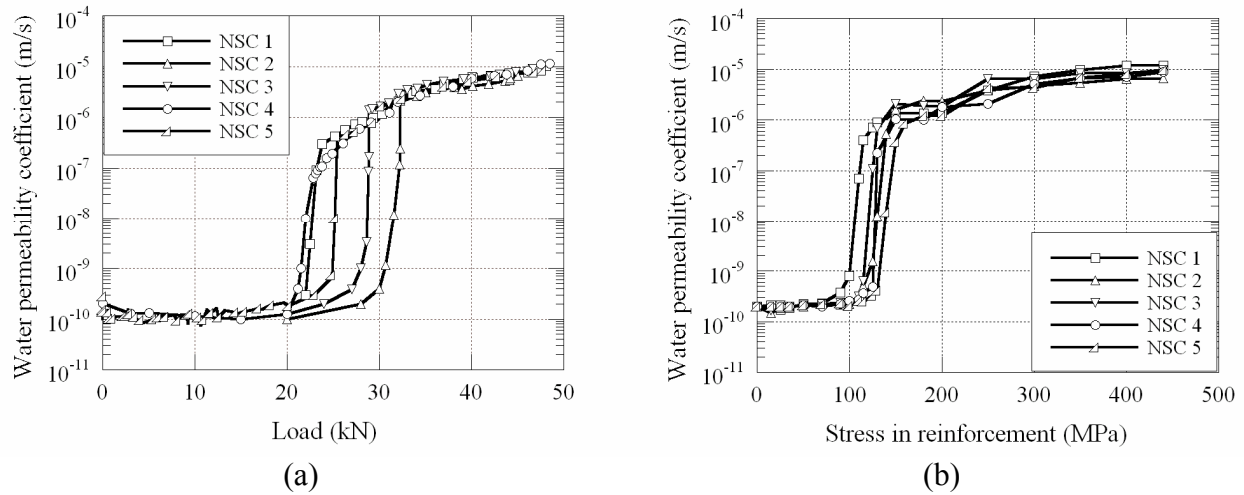
**Figure 6.6 : Input and output permeability measurement**

**Figure 6.7** shows the repeatability of permeability results obtained on 5 tie-specimens tested with the reference procedure; a loading mode controlled in displacement at 0.05 mm/min and an initial pressure gradient of 50 kPa. All specimens in **Figure 6.7a** showed a very similar trend for permeability between 0-20 kN and 32-50 kN. Dispersion is observed between 20-32 kN and is explained by the variability of the tensile force required to initiated the first localized crack in the specimen. **Figure 6.7b** depicts the permeability results of **Figure 6.7a** plotted as a function of the average stress in the reinforcement bar. In this form, the variability at crack localization is less distinct. The presentation of permeability coefficient versus average stress in the reinforcement bar is selected for the next analysis; the justification is provided in the discussion.

The influence of the initial pressure gradient in the permeability system was studied at 25, 50 and 100 kPa in a second series of tests. **Figure 6.8a** demonstrates that there are no significant changes in the permeability curves for the three conditions. The impact of the pressure regulation was then evaluated by conducting two tests. In the first test the pressure gradient was fixed initially to 50 kPa and was not regulated throughout the experiment, whereas it was maintained constant at 50 kPa throughout the second test. The regulation did not notably modify the permeability results as shown in **Figure 6.8b**.

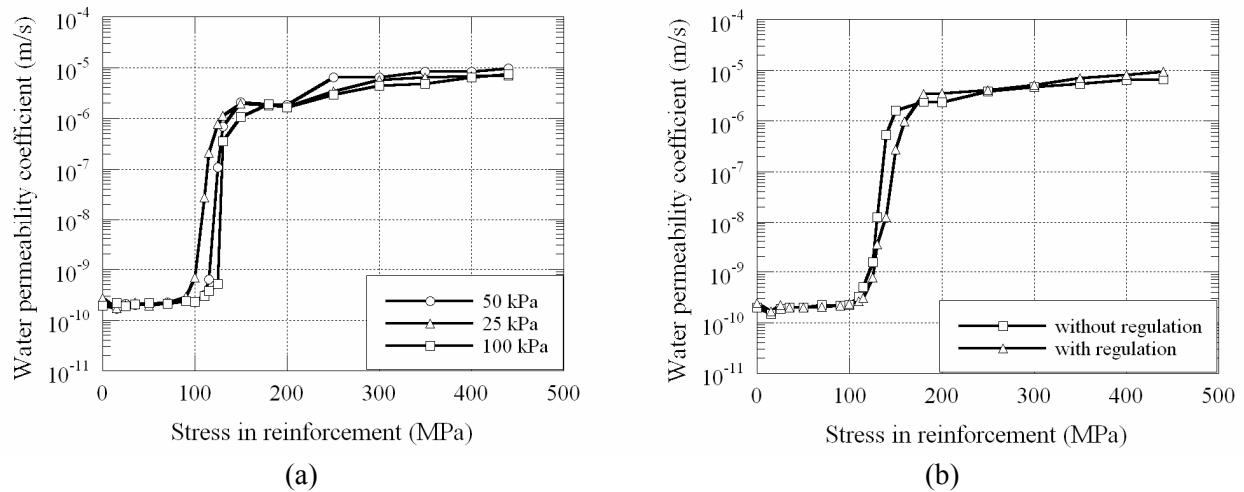
The influence of the loading rate and the control mode were studied in a last series of tests. Two were conducted with a displacement controlled loading at 0.05 and 0.01 mm/min, and a third with a force controlled loading at 1.3 kN/min. The force loading rate was selected such that the test duration was the same as in the reference test (about 90 min). **Figure 6.9a** and **Figure 6.9b**

shows respectively that various rates of displacement and control modes did not modify the permeability results.



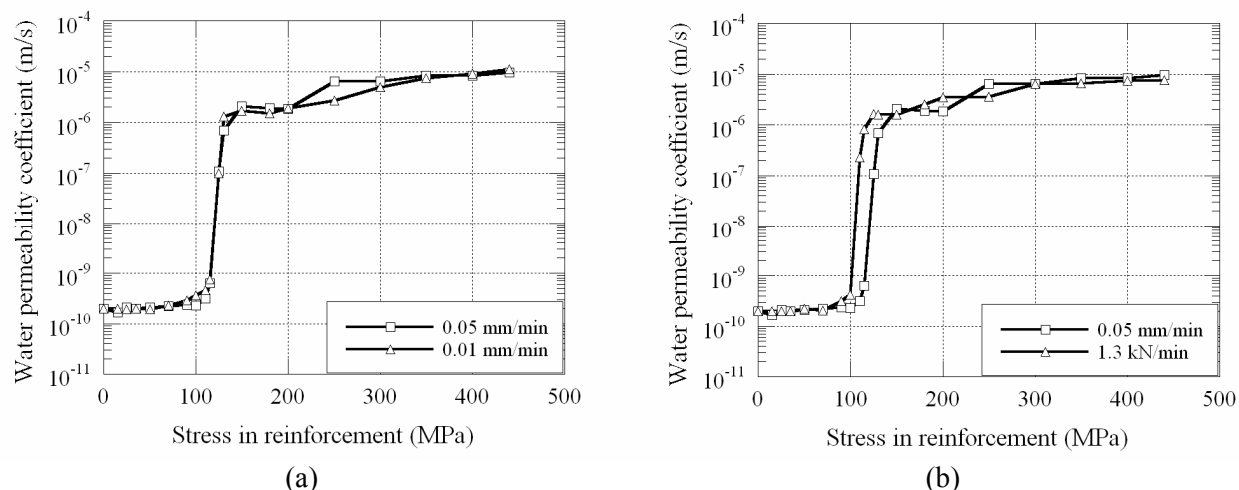
**Figure 6.7 : Repeatability of permeability results**

(a) Water permeability coefficient versus Load, (b) Water permeability coefficient versus Stress in reinforcement



**Figure 6.8 : Influence of pressure on permeability results**

(a) Pressure gradient, (b) Pressure regulation



**Figure 6.9 : Influence of loading conditions on permeability results**

(a) Rate of displacement-controlled loading, (b) Displacement vs. force-controlled loading

## 6.6 Discussion

### 6.6.1 Tensile tests

**Figure 6.4** and **Figure 6.5** showed significant drops of force occurring simultaneously with the localization of macrocracks. Since the length of the tie specimen (610 mm of concrete and 1,140 mm of steel couplers and bars) and the numerous fixations in the loading system, significant elastic energy is released at crack propagation. As a consequence, it is difficult for the testing machine to counteract the instantaneous drop of force at crack localization. The tensile behaviour of reinforced concrete measured in this study, including drops of force during loading, is consistent with literature data on tie-specimens submitted to tensile tests [14].

One should mention that the cracking pattern and crack width obtained in reinforced tie-specimens submitted to a tensile test depend largely on the configuration of the specimens. In the framework of a RILEM round robin test investigation, concrete quality, the cover thickness, the bar diameter and the reinforcement ratio were identified as main parameters governing the crack pattern in concrete [14]. The number of cracks (3), the average crack spacing (180 mm) and openings (0.30-0.35 mm) at reinforcement yielding presented in **Figure 6.4b** are similar to experimental results published by [2].

It must be pointed out that crack width measured by the Pi transducers on the concrete surface (**Figure 6.4b** or **Table 6.3**) may differ from inside the specimen since concrete heterogeneity and presence of the rebar can change the internal crack pattern.

### 6.6.2 Permeability tests

**Figure 6.6** demonstrates that permeability tests were conducted with a steady state water flow in specimens. Correspondence between inlet and outlet water flows confirms the validity of water permeability coefficients calculated during the tests. Test results also illustrate the capability of the permeability system to measure a large range of water flow (from  $10^{-13}$  to  $10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s) without leakage.

The evolution of the water permeability coefficient of 5 NSC tie-specimens submitted to an increasing tensile load was presented in **Figure 6.7**. Repeatability of permeability results obtained from tests conducted with the reference testing conditions is very good. For all experiments, water permeability measured before appearance of a localized macrocrack remained inferior to  $4 \times 10^{-10}$  m/s. Creation of the first localized macrocrack increased water permeability by three or four orders of magnitude to around  $4 \times 10^{-7}$  m/s and  $4 \times 10^{-6}$  m/s. Test results indicated that water permeability increased to  $1 \times 10^{-5}$  m/s during the development of the next localized macrocracks. It represents a significant rise of 5 orders of magnitude from the original permeability of the specimen ( $2 \times 10^{-10}$  m/s).

Scattering in results is observed mainly at the initiation load of the first localized crack in the specimen (**Figure 6.7a**). However, whatever the first cracking load is, the permeability coefficient is similar for all the specimens when the macrocrack opens and other cracks appear. For example, specimen NSC-2 presented a timely first cracking, but permeability drops more significantly than other specimens which cracked earlier. Consequently specimen NSC-2 reached the same permeability coefficient as the other specimens at the same post-cracking load level (32-45 kN). The repeatability of permeability results was also presented against the average stress in the bar. In comparison to the variability of the force required to initiate the first localized crack in specimens (**Figure 6.7a**), the variability of the stress in the rebar is smaller since it corresponds to the average stress along the 610 mm bar (**Figure 6.7b**). The next analysis of permeability results were performed in this later form to stay consistent with reinforced concrete design codes that limit the average stress in rebar to ensure durability. Thus the experimental results can be



easily compared with design code specifications and also highlight differences in permeability results for various cementitious materials tested in the device. The presentation of results as a function of the force or the average stress in the reinforcement bar leads to the same conclusions.

It is difficult to compare permeability results with those of other research projects since water flow is rarely measured on a reinforced concrete specimen and simultaneously with the application of a uniaxial tensile load. Permeability values that can be compared with previous studies are those obtained before the localization of the first macrocrack ( $K = 1 \times 10^{-10}$  to  $4 \times 10^{-10}$  m/s). Water permeability around  $1 \times 10^{-10}$  m/s was measured on unloaded and unreinforced NSC specimens [3]. Besides, test results of this study showed a significant rise in permeability when the crack width attains 0.05-0.1 mm. This is close to the critical crack opening observed by many researchers [3, 16, 19, 21, 27].

Two series of experiments were carried out to evaluate the impact of various parameters on the test results. A first series concerned a variation of the initial pressure gradient imposed in the device to initiate water flow. It is an important criterion because the volume of water (i.e. the size of the tanks) required for test completion is directly proportional to the pressure gradient. **Figure 6.8a** clearly demonstrates a negligible influence of the intensity of the initial pressure gradient in the range of 25-100 kPa. It must be noted that the initial pressure gradient decreases as cracks propagate in the specimen, and as the water level gradient declines between the input and the output tanks. Generally the initial pressure gradient of 50 kPa diminishes to 35 kPa by test end. Since it remains in the range of the pressure gradient previously studied, pressure loss should have negligible impact on results in comparison to a permeability test conducted with a constant pressure. Tests were carried out to validate this assumption. In the first test the pressure gradient was fixed at 50 kPa and was not maintained, whereas it was maintained at 50 kPa in a second test. **Figure 6.8b** indicates that the regulation did not influence the permeability results and confirms the assumption.

A second series of experiments concerned the influence of the loading rate and the loading mode on the permeability measurement. The loading rate must be sufficiently slow to guarantee a steady state flow of water in the specimen during the test, and fast enough to limit the test duration and the volume of input tanks. Loading rates studied (0.05 and 0.01 mm/min) were similar to those used for classic tensile tests on concrete. **Figure 6.9a** illustrates similar

permeability results for both loading rates. Knowing that forthcoming experimental programs could require a force controlled loading, a test was performed at a rate of 1.3 kN/min. **Figure 6.9b** shows that the control mode does not influence the permeability results either.

The influence of testing parameters described previously was very limited on permeability results. However, it should be mentioned that other parameters such as the sample casting and preparation, the type and the duration of curing, the saturation condition of the specimen, the test set-up, and the sample geometry may also modify permeability measurement [18]. For this project, the specimens were kept in lime saturated water until testing after 90 days. The applied curing conditions maximized the saturation of the specimens, which resulted in a steady state water flow from the beginning of the permeability test.

Taking into account results obtained in this experimental program and the need to reduce the volume of water to carry out the permeability tests, the reference procedure (initial pressure gradient of 50 kPa and a loading control in displacement at 0.05 mm/min) was adopted for the subsequent phases of the research program.

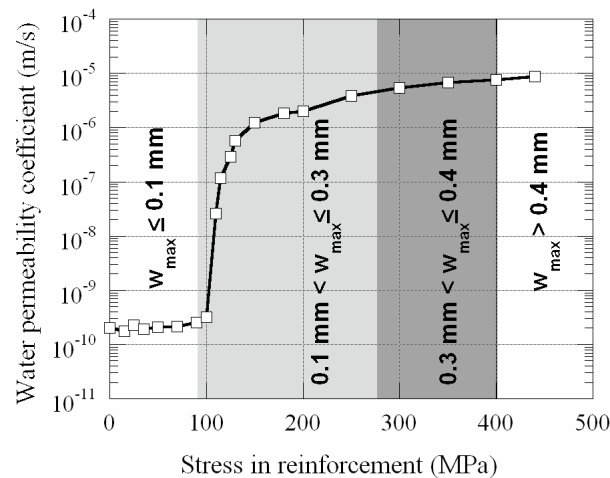
### 6.6.3 Practical application of experimental results

**Figure 6.10** combines the information retrieved from tensile and permeability tests. Permeability coefficient is depicted against the average stress in the rebar and the maximum crack opening. The correlation of global permeability coefficients (measured on tie-specimens containing multiples cracks) with local maximum crack openings is unusual. This choice was made to be consistent with the reinforced concrete design codes that specify maximum crack openings and average stress in rebar to guarantee the durability of structures. The data in **Figure 6.10** was separated into various areas to interpret their significance to design. The following discussion pertains to durability concerns only; a global analysis should also takes into account mechanical aspects (safety factor, creep of concrete, etc.).

The first area on the left-hand side of **Figure 6.10** represents reinforced concrete with an average stress in the rebar inferior to 90 MPa, localized macrocrack inferior to 0.1 mm, and a very low permeability. This condition would be adequate for structural elements needing water-tightness (water tank, tunnel, etc.). The second area in light grey corresponds to reinforced concrete with an average stress in rebar between 90 and 275 MPa, localized macrocrack openings between 0.1 and 0.3 mm, and a moderate permeability. This condition would be adequate for structural

elements exposed to severe environmental conditions. The third area in dark grey characterizes a specimen with an average stress in rebar around 275-400 MPa, crack opening between 0.3 and 0.4 mm and a high permeability. This condition is adequate for structural elements exposed to mild environmental conditions. The fourth and last white area represents a specimen with crack openings wider than 0.4 mm, close to reinforcement yielding and a very high permeability. This condition is usually inadequate in service conditions but may occur at ultimate conditions. Loading criteria proposed according to permeability results (average stress in rebar) are in good agreement with specifications of design codes for reinforced concrete structures exposed to mild or severe conditions [5, 11, 15, 25].

The originality of this analysis is to correlate permeability measurements to admissible stresses in rebar and crack opening in concrete at serviceability. A forthcoming research program will be dedicated to the determination of admissible loading criteria in fiber reinforced concretes.



**Figure 6.10 : Permeability versus stress in rebar and maximum crack opening**

## 6.7 Conclusion

The first step of a research project launched at Polytechnique of Montreal was to develop a device capable of measuring the permeability of a reinforced concrete tie-specimen submitted to realistic loading conditions. Analysis of the experimental results has shown:

- The device measured water permeability on a tie specimen under an increasing tensile load until reinforcement yielding. The water permeability coefficient was measured in steady state conditions.

- Repeatability of permeability measurements is very good considering the inherent variability of concrete properties. Discrepancies of results were mainly restricted to the first cracking load.
- It was demonstrated that both the influence of the initial pressure gradient (from 25 to 100 kPa) and the pressure regulation throughout the test was negligible.
- Similarly it was shown that the loading rate (from 0.05 to 0.01 mm/min) and the control mode of loading (force and displacement) do not significantly modify the permeability measurements.
- By combining the tensile behaviour of the specimen to its permeability characterization, correlations between water permeability of reinforced concrete, maximum crack opening and stress in reinforcing bars can be made.

## **6.8 Acknowledgments**

The research project was financially supported by the Québec Research Fund on Nature and Technology (FQRNT). Authors acknowledge material donations of Holcim and Sika for the project.

## 6.9 References

1. ACI (2003) Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02), (American Concrete Institute). In. Detroit, USA
2. Al-Fayadh S (1997) Cracking behaviour of reinforced concrete tensile members. In: Noghabai LEaK (ed) Research report: tension of reinforced concrete prisms, Vol 13. Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology, pp 1-122
3. Aldea CM, Ghandehari M, Shah SP, Karr A (2000) Estimation of water flow through cracked concrete under load. ACI Mater J 97:567-575
4. Aldea CM, Shah SP, Karr A (1999) Water permeability of cracked high strength concrete. Mater Struct 32:370-376
5. BAEL (1999) Règles bael 91 modifiées 99 - règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Eyrolles, édition 2000, 333 pp
6. Banthia N, Bhargava A (2007) Permeability of stressed concrete and role of fiber reinforcement. ACI Mater J 104:70-76
7. Bhargava A, Banthia N (2008) Permeability of concrete with fiber reinforcement and service life predictions. Mater Struct 41:363-372
8. Breysse D, Gérard B (1997) Transport of fluids in cracked media. In: Reinhardt HW (ed) Rilem report 16 - penetration and permeability of concrete: barriers to organic and contaminating liquids, vol 16. E & FN Spon, Stuttgart, Germany, pp 123-154
9. BS (1997) Structural use of concrete - part 2: code of practice for special circumstances - BS 8110-2:1985 (British Standards Institution)
10. Charron JP, Denarié E, Brühwiler E (2008) Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. Cem Concr Res 38:689-698
11. CSA (2004) Design of concrete structures standard - CAN/ CSA-A23.3-04. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada

12. CSA (2006) Canadian highway bridge - design code - CAN/CSA-S6-06. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada
13. CSA (2009) Concrete materials and methods of concrete construction CAN/CSA-A23.1-09. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada
14. Elfegren L, Noghabai K (2002) Tension of reinforced concrete prisms. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements. Summary of a rilem round-robin investigation arranged by tc 147-fmb 'fracture mechanics to anchorage and bond'. Mater Struct 35: 318-325
15. Eurocode 2 (2005) Calcul des structures en béton - partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments - NF.EN.1992-1-1 (European Committee for Standardisation). In. Brussels
16. Gérard B, Breysse D, Ammouche A, Houdusse O, Didry O (1996) Cracking and permeability of concrete under tension. Mater Struct 29(187):141-151
17. Gérard B, Reinhardt HW, Breysse D (1997) Measured transport in cracked concrete. In: Reinhardt HW (ed) Rilem report 16 penetration and permeability of concrete: barriers to organic and contaminating liquids, vol 16. E & FN Spon, Stuttgart, Germany, pp 265-324
18. Hooton RD (1989) What is needed in a permeability test for evaluation of concrete quality, proceedings. In: Pore structure and permeability of cementitious materials. Materials Research Society, Boston, MA, USA. pp 141-150
19. Hoseini M, Bindiganavile V, Banthia N (2009) The effect of mechanical stress on permeability of concrete: a review. Cem Concr Compos 31:213-220
20. Kermani A (1991) Permeability of stressed concrete. Build Res Inf 19:360-366
21. Lawler JS, Zampini D, Shah SP (2002) Permeability of cracked hybrid fiber-reinforced mortar under load. ACI Mater J 99:379-385
22. Picandet V, Khelidj A, Bellegou H (2009) Crack effects on gas and water permeability of concretes. Cem Concr Res 39:537-547
23. Rapoport J, Aldea CM, Shah SP, Ankenman B, Karr A (2002) Permeability of cracked steel fiber-reinforced concrete. J Mater Civ Eng 14:355-358

24. Reinhardt HW, Sosoro M, Zhu XF (1998) Cracked and repaired concrete subjected to fluid penetration. *Mater Struct* 31:74-83
25. SIA (2004) Norme 262-1 - construction en béton - spécifications complémentaires. Société Suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich
26. Tsukamoto M, Wörner J-D (1991) Permeability of cracked fibre-reinforced concrete. *Ann J Concr Concr Struct* 6:123-135
27. Wang K, Jansen DC, Shah SP, Karr AF (1997) Permeability study of cracked concrete. *Cem Concr Res* 27(3):381-393

**CHAPITRE 7    ARTICLE 2: WATER PERMEABILITY OF  
REINFORCED CONCRETE WITH AND WITHOUT FIBER  
SUBJECTED TO STATIC AND CONSTANT TENSILE LOADING**

**Clélia DESMETTRE, Jean-Philippe CHARRON**

Research Center on Concrete Infrastructures-CRIB, Group for Research in Structural  
Engineering, École Polytechnique de Montréal

**Paper submitted for possible publication in Cement and Concrete Research**

**Corresponding Author:**

Jean-Philippe Charron  
Department of Civil, Geological and Mining Engineering  
Ecole Polytechnique of Montréal  
B.O. Box 6079, Station Centre-Ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

Tél : 1-514-340-4711 ext 3433  
Fax : 1-514-340-5881  
Email : [jean-philippe.charron@polymtl.ca](mailto:jean-philippe.charron@polymtl.ca)



## 7.1 Abstract

In this study, an innovative permeability device allowing permeability measurement simultaneously to loading was used to investigate the water permeability and self-healing of reinforced concrete. The experimental conditions focused on normal strength concrete (NSC) and fiber reinforced concrete (FRC) tie specimens under static and constant tensile loadings. Crack pattern and crack opening under the same loadings were measured on companion specimens. Experimental results emphasized the positive contribution of fibers to the durability of reinforced concrete. Under static tensile loading, FRC tie specimens were 60 % to 70 % less permeable than the NSC tie specimens at the same level of stress in the reinforcement. After 6 days of constant loading, the FRC showed greater self-healing capacity with a reduction in water penetration of 70 % in comparison to 50 % for the NSC. The main cause of self-healing was the formation of calcium carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ).

**Keywords:** Concrete (E); Fiber Reinforcement (E); Permeability (B); Tensile Properties (B); Self-Healing.

## 7.2 Introduction

A large proportion of reinforced concrete structures present early deterioration due to ingress of water and aggressive agents into the concrete. Because reinforced concrete structures usually crack in service, the deterioration rates are mainly related to the cracking state and the loading applied to the concrete. Predicting the long-term durability of structures therefore means understanding the impact of cracks and loading on the transfer properties and the self-healing capability of concrete.

The influence of cracking on concrete permeability has been investigated with various kinds of equipment and loading procedures, as summarized in a recent comprehensive paper [1]. Theoretically, the water flow between two uniform planes increases in function of the cube of their distance according to Poiseuille's law. Practically, unless a crack reaches a threshold width in a concrete matrix, water penetration remains low due to granular interlocking and clogging at crack surfaces. Beyond the threshold crack width, water penetration rises steeply [2–4]. This threshold crack width varies from 0.05 mm to 0.1 mm [1, 3–5]. Some studies have also shown that the presence of fibers in the concrete matrix decreases permeability by helping to limit crack initiation and propagation [5–7].

The self-healing capability of the concrete matrix has also been examined using permeability tests. It has been shown that different physico-chemical phenomena could explain crack self-healing, which results in reduced water permeability over time. The phenomena concern the formation of calcium carbonate  $\text{CaCO}_3$  [8–12], the continued hydration of the anhydrous cement in concrete [13–15], and the sealing of cracks by water impurities or concrete particles broken during the loading procedures. The kinetics of self-healing is fast initially and then slows significantly [9, 11, 12, 16–19]. Moreover, research has demonstrated that thinner cracks heal faster than larger cracks [9, 18, 19].

Despite current knowledge about the impact of cracking and self-healing on water transport in concrete, how to account for it in predictive numerical models of durability and in the design criteria for reinforced concrete structures is not clear. Indeed, there remains a large gap between the laboratory test conditions and in situ conditions, which limits extrapolating current knowledge to structures. Structures are reinforced with steel rebars, support dead loads, and randomly crack in service. Nevertheless, most of the trends mentioned above were obtained with

permeability tests carried out on single-crack specimens, unreinforced specimens, specimens with unrealistic crack patterns, or unloaded specimens.

A comprehensive research project was launched at the École Polytechnique de Montréal as a first step towards accurately reproducing water seepage into structures. The first objective was to develop an innovative device to assess the water permeability of reinforced concrete tie specimens under realistic tensile loading. The second objective was to demonstrate the gain in durability brought about by including fibers in tie specimens submitted to various loading conditions. The last objective was to determine serviceability design criteria adapted to fiber reinforced concrete. This paper summarizes part of the research related to the second objective. It focuses on determining the water permeability and self-healing of tie specimens with and without fibers submitted to static and constant loading.

## 7.3 Methodology

### 7.3.1 Experimental program

Two concrete mixtures were used in this investigation to study the permeability and self-healing of reinforced concrete under loads. The first mixture was a normal strength concrete (NSC) with a water–binder ratio (w/b) of 0.60. The second mixture was a fiber reinforced concrete (FRC) with a w/b of 0.43. Both concretes were selected because they were being studied in ongoing complementary research projects. **Table 7.1** provides the compositions of the NSC and FRC.

The reinforced concrete elements studied in this project were tie specimens. They represent a rebar and the surrounding concrete found in the tensile zone of beams, slabs, or walls subjected to bending loads. The tie specimens had a length of 610 mm and a prismatic cross-section of  $90 \times 90 \text{ mm}^2$  with a centered rebar 11.3 mm in diameter. The specimen characteristics were chosen to obtain the concrete cover and crack pattern found in structures [2].

Once the tie specimens were produced, they were demolded after 24 h and stored in lime saturated water for 3 months before testing. Characterization specimens were produced for each concrete mixture to determine the mechanical properties given in **Table 7.2**. As this paper deals with concrete permeability under cracked conditions, the differences in the w/b and mechanical strength for these materials did not influence significantly the experimental results, because the flow rate through the whole specimen is controlled by cracks. The fiber content, however, influenced the

experimental results, as expected. The tensile properties of the reinforcing bars were a Young's modulus of 210 GPa, a yield strength of 456 MPa, and an ultimate strength of 563 MPa.

**Table 7.1: Composition of the NSC and FRC**

Component	Content (kg/m <sup>3</sup> )	
	NSC	FRC
Cement	325	501
Silica fume	0	50
Coarse aggregate (2.5 mm–10 mm)	1002	668
Sand (50 $\mu$ m–5 mm)	821	801
Superplasticizer (naphthalene sulfonate)	2	8
Water reducing admixture (sodium lignosulfonate)	1	0
Fiber (1 %; Dramix 65/35)	0	80
Total water (admixture included)	195	237

**Table 7.2: Mechanical properties of the NSC and FRC measured at 28 days**

Properties	NSC	FRC
Compressive strength (MPa)	37.0	55.0
Tensile strength (MPa)	2.1	2.5
Elasticity modulus (GPa)	31.7	33.0
Poisson's coefficient (-)	0.245	0.260

Twenty NSC and thirteen FRC tie specimens were subjected to a static tensile loading until the rebar yielding. Ten NSC and seven FRC specimens were instrumented with PI displacement transducers to characterize the crack development under tensile loading. Ten NSC and six FRC specimens served to assess water penetration during loading.

To assess the self-healing capability of the concretes under study, another group of tie specimens were submitted to static tensile testing with a period of constant loading. The constant loading lasted 6 days and corresponded to a stress of 250 MPa in the rebar to reproduce a reinforced concrete element with dormant (inactive) cracks under service conditions.

### 7.3.2 Measuring devices

The tie specimens were submitted to uniaxial tensile testing with or without simultaneous permeability measurement. The validation for the loading and permeability systems as well as the results analysis procedure can be found in Desmetre and Charron [2]; a summary is provided here.

### 7.3.2.1 Tensile loading system

The tie specimens were subjected to uniaxial tensile testing on a 2.5-MN testing machine. **Figure 7.1a** illustrates the instrumentation setup installed on the specimen. The loading was continuously controlled by the average displacement of two linear variable-displacement transducers (LVDTs) fixed on opposite faces at the ends of the specimen. For static loading, the rate of displacement was set at 0.05 mm/min. For constant loading, the specimen displacement was kept constant. When no permeability measurement was made, the other two opposite faces of the specimen were instrumented with twelve PI displacement transducers to record the crack opening displacement (COD). Once a macrocrack was localized in the specimen, the COD was obtained by removing the elastic displacement from the total displacement of the PI transducer. The average stress in the rebar was calculated from specimen elongation, assuming a perfect bond between the concrete and rebar.

### 7.3.2.2 Permeability system

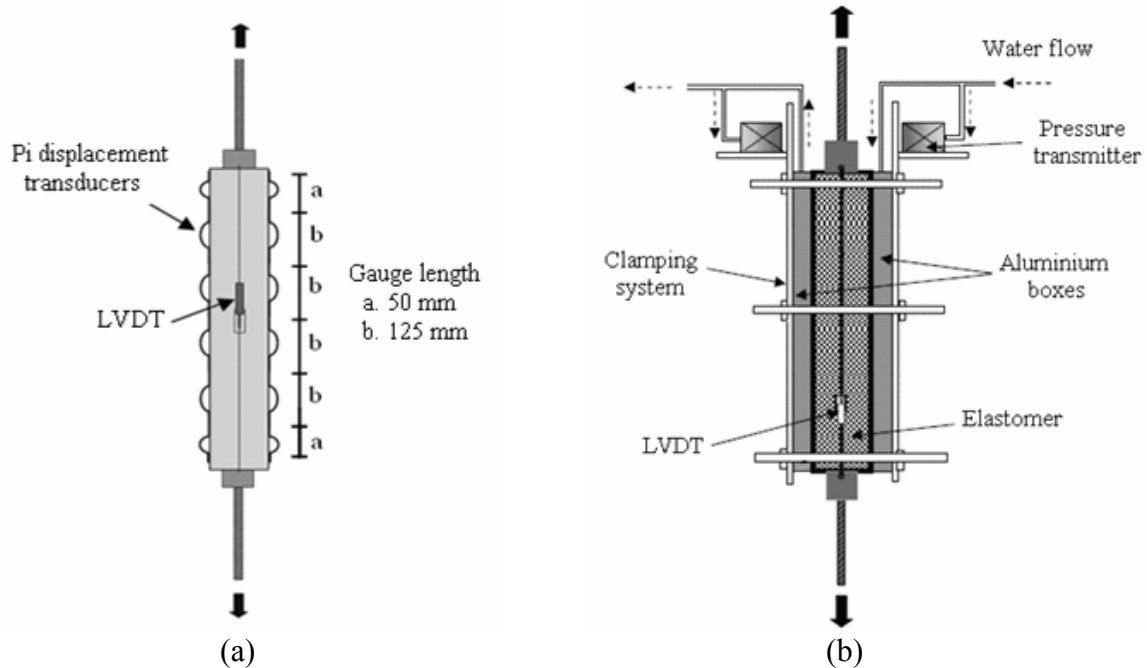
When the tie specimens were submitted to simultaneous permeability measurement, a sealing membrane was installed on the concrete surface and a permeability cell clamped on (**Figure 7.1b**). The permeability system included a set of two tanks (**Figure 7.2**). The inlet tank was initially filled with water, while the output one remained empty. The tanks were connected to aluminum boxes filled with water and installed upstream and downstream from the tie specimen. All tubing connected to the inlet and outlet tanks were saturated with water. At the beginning of the permeability test, the water in the inlet tank was pressurized to initiate a pressure gradient of 50 kPa to the specimen. As a consequence, water travelled from the inlet tank, through the inlet box, specimen, and outlet box and then to the outlet tank, which remained at the atmospheric pressure. The pressure gradient initiated a unidirectional water flow through the specimen. Two pressure transmitters were installed near the inlet and outlet aluminum boxes (**Figure 7.1b**) to measure the pressure gradient applied to the specimen.

A set of differential pressure transmitters were connected to the base of each tank to continuously measure the amount of water that circulated through the specimen. They recorded changes in tank water height and volume, and provided for computing the associated water flow through the specimen during the permeability test. **Figure 7.2** depicts one set of tanks for sake of simplicity.

Nevertheless, the actual device included 3 sets of tanks with different diameters to obtain accurate measurement and a sufficient water supply at any time during the test.

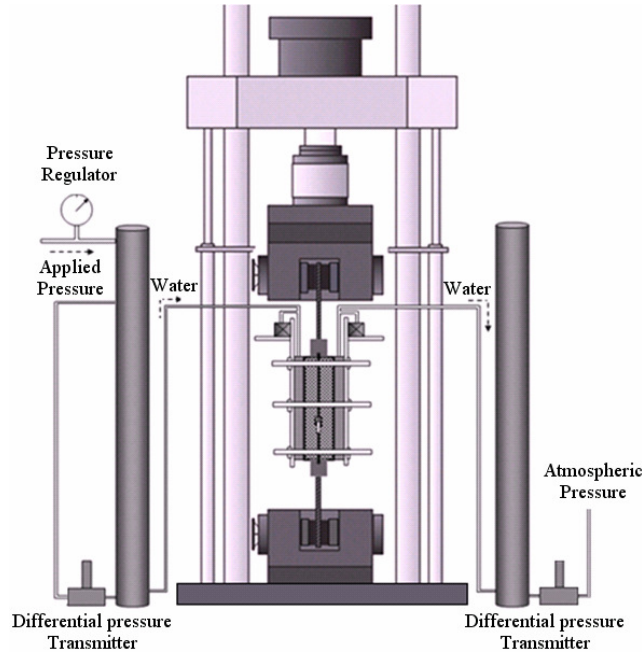
The water permeability coefficient  $K_w$  (m/s) was calculated with Darcy's law (**Equation 7.1**), which is often used to describe the water flow through a homogeneous porous medium [20]. Despite the heterogeneity found in concrete microstructure, a concrete matrix and a uniformly cracked matrix can be considered as homogeneous at a larger scale [21]. In this equation,  $Q$  (m<sup>3</sup>/s) represents the flow rate,  $A$  (m<sup>2</sup>) the specimen cross-section,  $\Delta h$  (m) the drop in the hydraulic head across the specimen, and  $L$  (m) the specimen thickness.

$$K_w = \frac{Q \cdot L}{A \cdot \Delta h} \quad (7.1)$$



**Figure 7.1: Instrumentation of the tie specimen**

(a) Tensile test, (b) Permeability test



**Figure 7.2: Water permeability device installed on the universal testing machine**

### 7.3.3 Statistical analysis

Statistical analyses were conducted on some experimental results. The variability of results was calculated with Student's Law using **Equations 7.2 to 7.4** [22]. In these equations,  $X_{mean}$  is the average value,  $\sigma$  the standard deviation,  $I$  the interval of confidence,  $n$  the number of specimens, and  $T$  the student's coefficient. The student's coefficient depends on the number of specimens and the selected percentage of confidence. In this project, the average value  $X_{mean}$  was plotted with an interval of confidence of 90 %. **Table 7.3** presents the values considered in the statistical analysis of tensile loads and permeability coefficients.

$$I = [X_i - T \cdot (\sigma/n)^{1/2}; X_i + T \cdot (\sigma/n)^{1/2}] \quad (7.2)$$

$$\sigma = \frac{\sum_i^n (X_i - X_{mean})^2}{(n - 1)} \quad (7.3)$$

$$X_{mean} = (1/n) \cdot \sum_i^n X_i \quad (7.4)$$

**Table 7.3: Parameters for the determination of an interval of confidence of 90 %**

Parameters	Tensile test Figure 7.4		Permeability $K_w$ (m/s) Figure 7.6b	
	NSC	FRC	NSC	FRC
Statistical value	$F^*$	$F^*$	$K_w^\circ$	$K_w^\circ$
Percent of confidence (%)	90	90	90	90
Number of specimens (-)	10	7	10	6 / 4 <sup>#</sup>
Student's coefficient (-) (Alalouf et al., 1990)	1.833	1.943	1.833	2.015 / 2.353 <sup>#</sup>

\*  $F$ : Tensile force;  $^\circ K_w$ : Permeability coefficient;

<sup>#</sup>: At  $\sigma_s \geq 350$  MPa, n is equal to 4 and  $T$  changes to 2.353.

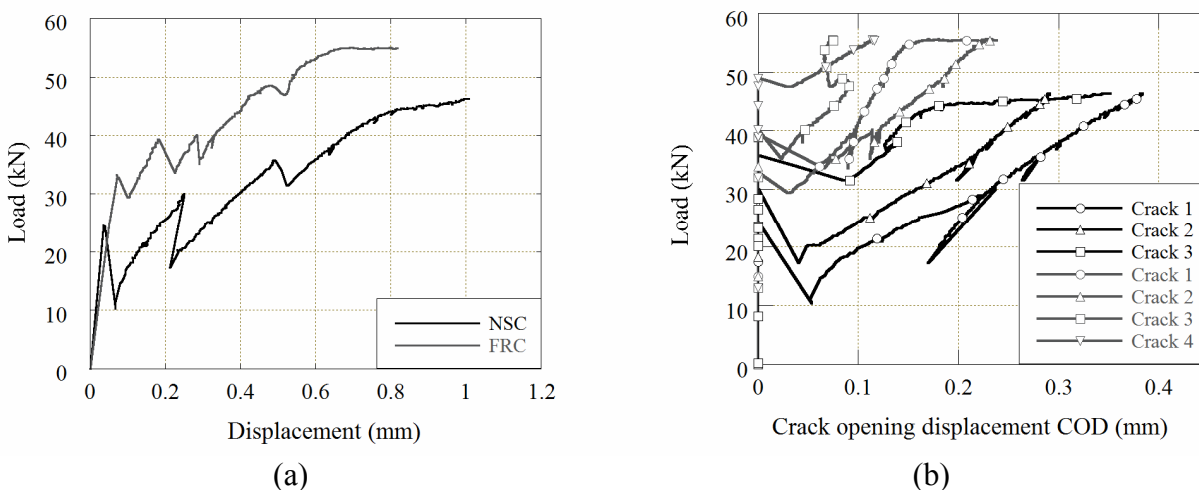
## 7.4 Results

### 7.4.1 Mechanical and permeability measurements under static loading

The mechanical behaviour of the tie specimens during the static tensile loading was obtained from tensile tests conducted with the instrumentation shown in **Figure 7.1a**. The PI displacement transducers allowed characterization of crack development into the specimens. **Figure 7.3a** presents the typical load-displacement curves for the NSC and FRC specimens. Different phases can be distinguished. At the beginning, the curve presents a linear phase, associated with the material's elastic behaviour. Microcracks then appear, and the curve becomes nonlinear. Microcracks propagate and merge to form a localized macrocrack. Other macrocracks occur and develop until reaching rebar yielding. As the macrocracks formed, the tie-specimen's rigidity decreased, resulting in a decrease in curve slope. Sudden drops of force occurred when the macrocracks localized and propagated through the cross section of the tie specimen due to a release of energy in the test setup. These drops were less pronounced for the FRC specimens than for their NSC counterparts. The contribution of the concrete to total tensile strength of the tie specimens was higher with the FRC than with the NSC, resulting in greater forces before rebar yielding was reached.

When a macrocrack appeared, the PI displacement transducers measured the COD. **Figure 7.3b** shows COD evolution during the tests depicted in **Figure 7.3a**. More and thinner cracks developed in the FRC specimen in comparison to the NSC specimen. For example, at rebar yielding, the three cracks in the NSC specimen had CODs greater than the maximum COD of around 0.25 mm measured in the four cracks in the FRC specimen. The formation of new macrocracks frequently resulted in an instantaneous reduction of the CODs of the existing macrocracks.





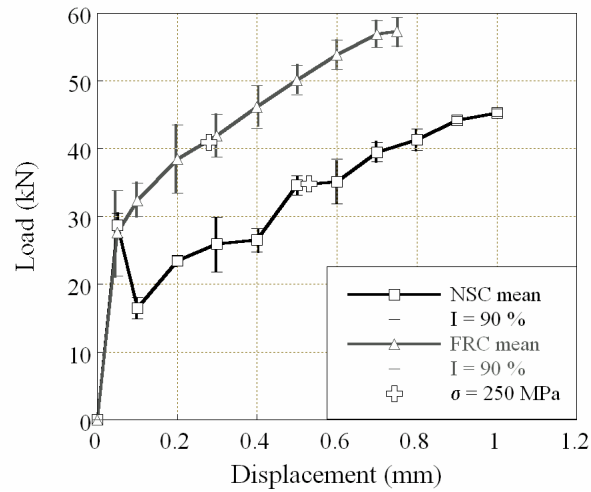
**Figure 7.3: Typical tensile behaviour of the NSC and FRC tie specimens under static loading**

(a) Load-displacement curve, (b) Load-crack width curve

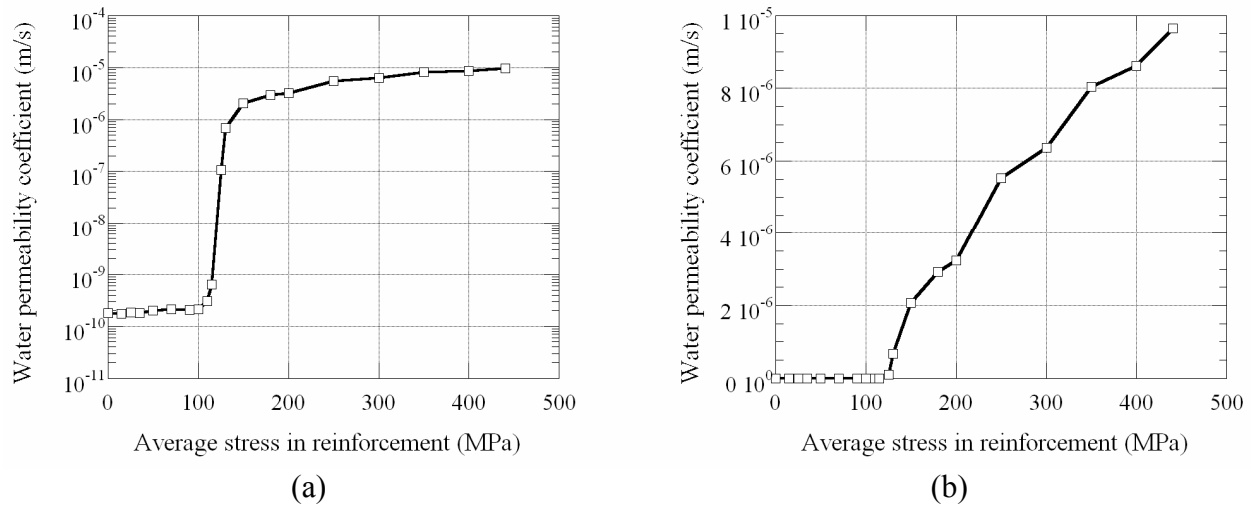
**Figure 7.4** shows the plots of the mean value of the load–displacement curves and the interval of confidence of 90 % for the NSC and FRC tie specimens, based on the statistical parameters detailed in **Table 7.3**. The intervals of confidence calculated are small and thus illustrates the good reproducibility observed in the mechanical behaviour of the NSC and FRC tie specimens. The FRC presented a better load-carrying capacity and rigidity than the NSC. In the cracked state and for the same displacement, the force applied to the NSC specimens was equal to 60 %-70 % of that applied to the FRC specimens.

**Figure 7.5** shows a typical curve representing changes in the water permeability coefficient versus the average stress in the rebar for an NSC tie specimen. Changes in the permeability coefficient during loading are closely related to the material’s mechanical behaviour, and thus can be divided into different regimes. Firstly, the permeability coefficient can be considered constant during the elastic phase of the tensile loading ( $2 \times 10^{-10}$  m/s). Then, microcracks appear and propagate, resulting in a very slight increase in the permeability (from  $2 \times 10^{-10}$  m/s to  $4 \times 10^{-10}$  m/s). A sudden increase in permeability (from  $4 \times 10^{-10}$  m/s to  $1 \times 10^{-6}$  m/s) occurs when the first macrocrack localizes. Finally, other macrocracks form and develop, and permeability increases until rebar yielding. At this stage, the permeability is close to  $1 \times 10^{-5}$  m/s. Such permeability results can be plotted on a logarithmic scale to focus on low permeability

values (**Figure 7.5a**) or a linear scale to bring out the increased permeability of the cracked concrete (**Figure 7.5b**). The second option was selected for the following results.



**Figure 7.4: Variability of the tensile behaviour of the NSC and FRC tie specimens under static loading**

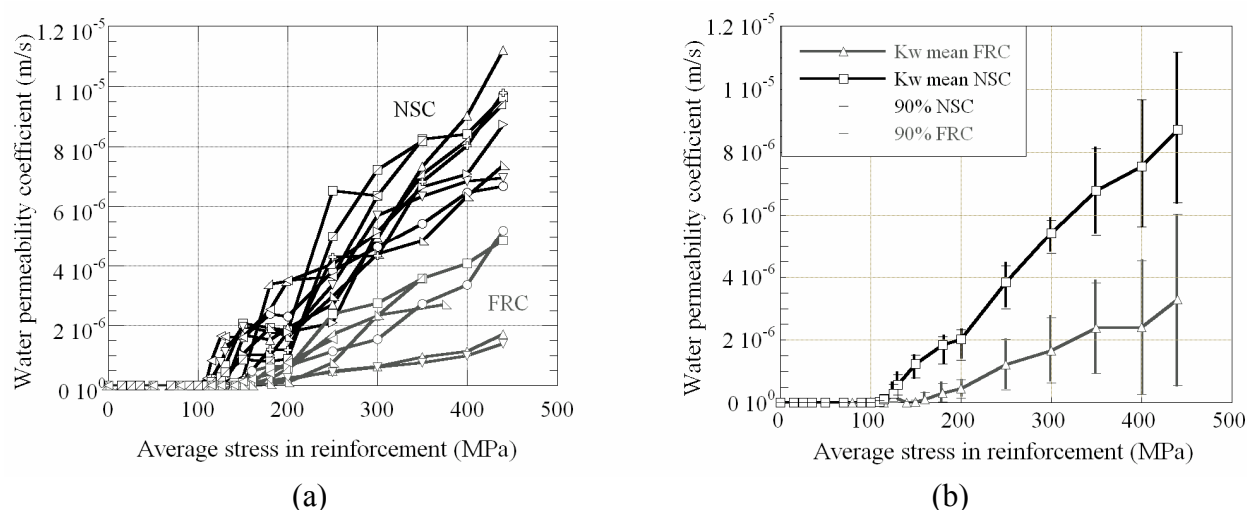


**Figure 7.5: Water permeability coefficient versus the stress in reinforcement in the NSC**

(a) Logarithmic scale for Y-axis, (b) Linear scale for Y-axis

**Figure 7.6a** summarizes the permeability results for all the NSC and FRC tie specimens subjected to tensile static loading. At a same reinforcement stress level, there is a dispersion in permeability values relates to the inherent variability of the materials. Nevertheless, the results obtained for each material collect in two quite distinct zones. For the same rebar stress levels, the FRC tie specimens

were less permeable than the NSC specimens. **Figure 7.6b** represents the mean value with the interval of confidence of 90 % calculated with the parameters listed in **Table 7.3**. There were only 4 data for the FRC tie specimens with a stress level superior to 350 MPa, resulting in a larger interval of confidence at the highest stress levels. When the tie specimen was cracked, the average permeability was 60-70 % lower with the FRC than with the NSC.



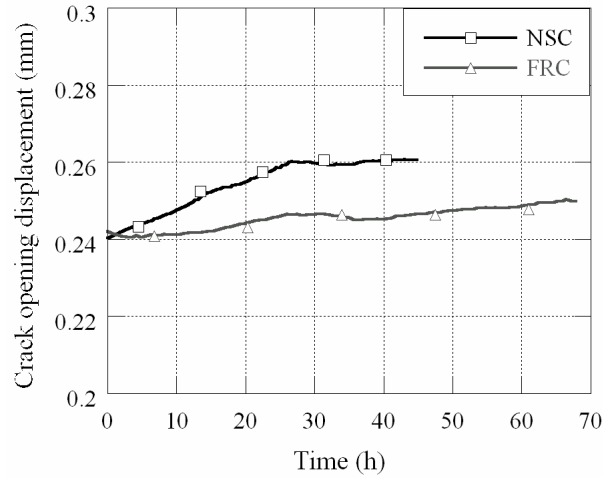
**Figure 7.6: Permeability under static loading for the NSC and FRC**

(a) all the tests, (b)  $K_w$  mean and the confidence interval of 90 %

#### 7.4.2 Mechanical and permeability measurements under constant loading

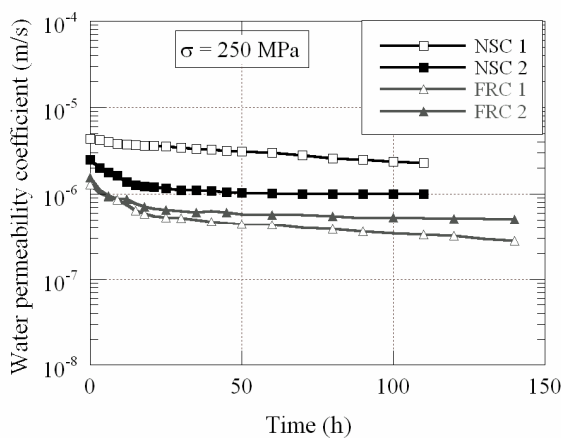
The loading procedure was modified to measure permeability changes with time and estimate the self-healing capability of the materials. The variation consisted in maintaining loading constant over the 140 hours during which specimen displacement was measured by two LVDTs when average rebar stress was 250 MPa. This stress level was chosen as being representative of admissible loading applied to reinforced concrete under service conditions. The crosses in **Figure 7.4** indicate the force at which stress in the rebar reached 250 MPa (34.8 kN and 41.0 kN for the NSC and FRC specimens, respectively).

**Figure 7.7** plots the changes in crack opening during constant loading. It confirms that the COD measured on the tie specimen remained nearly constant during loading. A negligible increase in COD (less than 0.018 mm) was observed in the first 24 to 48 h before stabilization. It represents around 6 % of the initial COD values. Complementary tests demonstrated that these results were the upper limits.

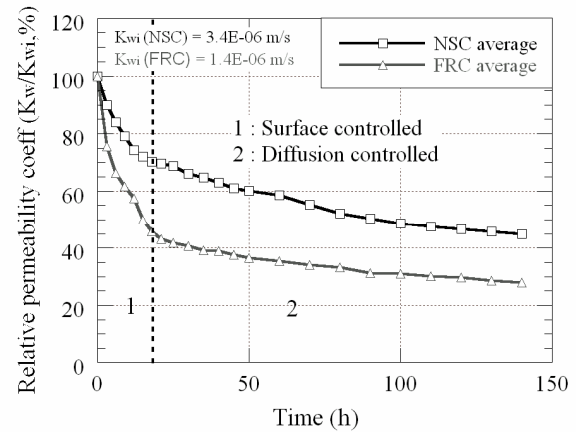


**Figure 7.7: Crack opening evolution under constant loading**

**Figure 7.8a** shows the evolution of permeability coefficients during the 140 hours of constant loading. All curves indicate similar self-healing kinetics. The permeability coefficient decreased rapidly at the beginning of the constant phase, with the reduction rate slowing down after 24 h. The evolution of the relative permeability coefficient ( $K_w/K_{wi}$ ) is plotted in **Figure 7.8b**, based on the average results obtained for each material. Firstly, the initial permeability coefficient for a stress level of 250 MPa in the rebar was lower for the FRC ( $1.4 \times 10^{-6}$  m/s) than for the NSC specimens ( $3.4 \times 10^{-6}$  m/s). Secondly, the decrease in the relative permeability coefficient with time was also more pronounced with the FRC than the NSC, particularly in the first 24 h.



(a)

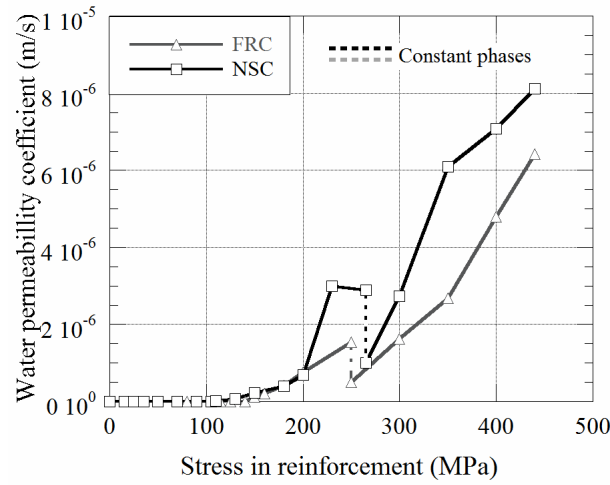


(b)

**Figure 7.8: Permeability under constant loading for the NSC and FRC**

(a) Permeability, (b) Normalized permeability

Once the constant phase of 6 days was completed, the tie specimens were reloaded until the rebar yielded. **Figure 7.9** shows the evolution of the water permeability coefficient during the first static loading, the constant phase, and the static reloading. During the reloading phase, the water permeability coefficient increased again. The stress enhancement  $\Delta\sigma$  needed to reach the permeability coefficient  $K_{wi}$  before the self-healing process started is summarized in **Table 7.4** for different conditions. In addition to the specimens tested with constant loading around 250 MPa, other tests were performed with a constant loading at 150 MPa with the NSC specimens and around 350 MPa with the FRC specimens. **Table 7.4** indicates that a  $\Delta\sigma$  of 20-35 MPa was needed to reach the initial permeability coefficient for the NSC tie specimens, whereas 40-60 MPa was required for the FRC tie specimens.



**Figure 7.9: Impact of reloading on permeability**

**Table 7.4: Reloading needed to reach the initial coefficient  $K_{wi}$**

Parameter	NSC1	NSC2	FRC1	FRC2	FRC3
$\sigma_s$ of the constant phase (MPa)	150	265	250	350	375
$K_{wi}$ (initial) (m/s)	$9.39^{E-07}$	$2.89^{E-06}$	$1.54^{E-06}$	$3.59^{E-06}$	$2.71^{E-06}$
$K_{wf}$ (final) (m/s)	$2.42^{E-07}$	$1.00^{E-06}$	$5.05^{E-07}$	$1.61^{E-06}$	$9.65^{E-07}$
$\Delta\sigma_{K_w = K_{wi}}$ (MPa)	20	35	50	40	60

## 7.5 Discussion

### 7.5.1 Mechanical and permeability measurements under static loading

The results presented in **Figure 7.3** and **Figure 7.6** show that the intensity of water penetration during static tensile loading was closely linked to the mechanical behaviour of the tie specimens. The elastic phase and microcrack formation in a specimen had negligible influence on its permeability, whereas macrocrack localization and development significantly increased permeability. These results are in good accordance with research works of Gérard [23] and Lawler et al. [5].

The mechanical behaviour and permeability measurement were clearly modified by the presence of fiber reinforcement in combination with the rebar (**Figure 7.3**, **Figure 7.4**, and **Figure 7.6**). The addition of fiber to a concrete mixture is known to delay crack initiation and propagation, and to provide higher rigidity and tensile capacity once cracks appear [24]. **Figure 7.3** shows that more and thinner cracks formed in the FRC tie specimens. Logically, the rigidity, load recovery after cracking, and load-carrying capacity of those specimens notably improved when the specimens were in a cracked state. **Figure 7.4** illustrates that the impact of the fiber content is statistically important. With a level of confidence of 90 %, the standard deviations of the results for each material were quite different. As a consequence of the improved mechanical behaviour, greater force had to be applied to the FRC to reach an identical level of rebar stress in the NSC specimens.

The mechanical behaviour and crack pattern provided by the fiber reinforcement resulted in lower permeability in the FRC than in the NSC specimens at any level of rebar stress (**Figure 7.6**). The permeability coefficient in the cracked state was approximately 60-70 % lower in the FRC at any stress level. Moreover, this trend is statistically significant even when considering the variability in results. Because the water flow through concrete is mainly linked to crack widths, thinner and numerous cracks as well as crack branching found in the FRC specimens effectively limited water seepage.

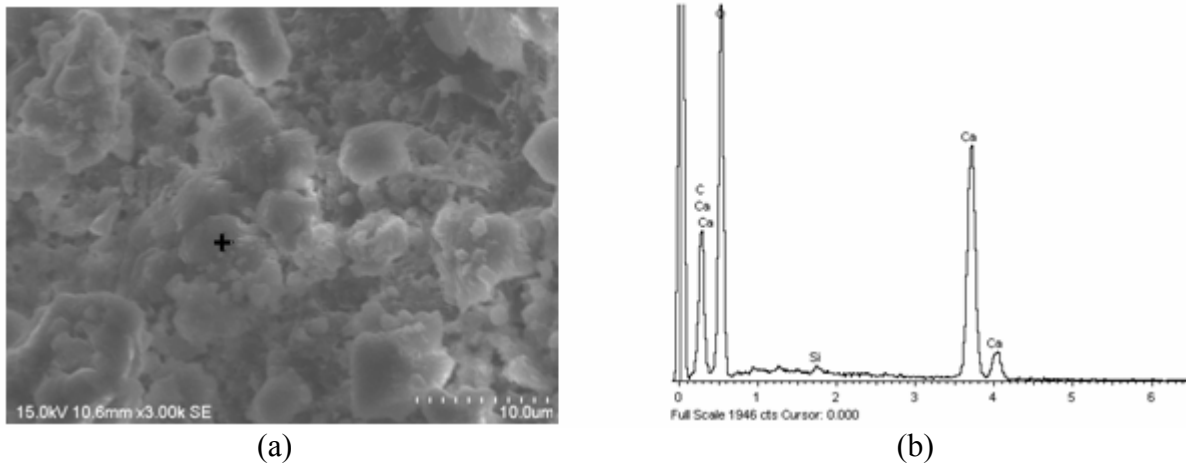
Considering that the FRC tie specimens supported higher loads and presented lower water permeability for equivalent rebar stresses, adding fibers to the concrete mixture clearly favours long-term durability.

### 7.5.2 Mechanical and permeability measurements under constant loading in displacement

The permeability measurement of the cracked NSC and FRC tie specimens under constant loading allowed for estimating the water flow reduction with time and the assessment of the self-healing phenomenon (**Figure 7.8**). The kinetics of water flow reduction can be divided into two phases. The decreasing rate was fast initially, then became slower and tended to stabilize. This trend is in good accordance with the observations of Edvardsen [12], Clear [9], and Reinhardt and Jooss [18]. The decreasing rate cannot be related to crack width variation, because **Figure 7.7** shows that the CODs remained constant during loading. Thus, the concrete's self-healing capacity was responsible for the reduced permeability.

To identify the phenomenon causing the self-healing, the healed specimens were sawn on both sides of the cracks, perpendicular to the axis of loading, at the end of the permeability test. The sawn samples were kept in desiccators containing drierite and lime to prevent carbonation before analysis. The two sides of the cracks were separated just before SEM observation. **Figure 7.10a** shows one of the pictures taken of the crack surface. **Figure 7.10b** is the corresponding X-ray spectra for the products marked by a cross in **Figure 7.10a**. The analysis confirmed a uniform formation of calcium-carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ) crystals at the crack surface during the self-healing process, thus reducing the effective crack width for water flow. This result was also supported by the presence of white precipitates on the specimens at crack locations. Continued hydration of anhydrous cement may have occurred at the same time, but C-S-H products were not observed on the crack surfaces.

The identification of  $\text{CaCO}_3$  as the main phenomenon responsible for the self-healing in 3-month-old concrete mixtures is in good agreement with observations found in the literature for mature specimens that contained small amounts of anhydrous cement. Therefore, the two phases of self-healing kinetics illustrated in **Figure 7.8b** can be explained by  $\text{CaCO}_3$  growth [12]. In a first phase, the crystals growth was surfaced controlled as long as  $\text{Ca}^{2+}$  ions were directly available on the crack surfaces. Then, a diffusion process through the concrete matrix was necessary to provide supplementary  $\text{Ca}^{2+}$  ions at the surface and initiate the formation of  $\text{CaCO}_3$ . This second phase occurred slower, so the rate of self-healing decreased.



**Figure 7.10: Characterization of products formed in cracks**

(a) SEM analysis, (b) X-ray spectra of the compounds

Besides, **Figure 7.8b** showed that the self-healing phenomenon was faster in the FRC than in the NSC tie specimens, particularly during the first phase of  $\text{CaCO}_3$  formation. This observation is linked to the FRC's cracking pattern, which had more cracks, thinner cracks, and crack branching.

After the self-healing process occurred during the constant loading, some tie specimens were reloaded up to rebar yielding (**Figure 7.9**). The results presented in **Table 7.4** indicate that the permeability reduction brought about by self-healing of dormant cracks was not instantaneously damaged when the specimen was reloaded. A reloading of 20-35 MPa and 40-60 MPa had to be applied to the NSC and FRC specimens, respectively, to achieve the initial permeability  $K_{wi}$  measured before the self-healing had begun. The reloading amplitude is related to the energy required to reopen cracks to their initial widths. Again, this result highlighted the potential contribution of FRC in decreasing water penetration in reinforced concrete structures.

## 7.6 Conclusion

The research project aimed at assessing the water permeability and self-healing of NSC and FRC tie specimens subjected to static and constant tensile loadings. The following conclusions can be drawn.

- Adding fibers to a concrete mixture delayed crack initiation and propagation, thereby providing more cracks, thinner cracks, and crack branching. This led to higher rigidity,



load recovery after cracking, and load-carrying capacity of the FRC tie specimens in comparison to the NSC ones.

- The crack pattern of the FRC tie specimens led to permeability coefficients approximately 60-70 % lower than that of the NSC tie specimens at any stress level in the cracked state. This trend was statistically significant even when considering the variability of results.
- After 6 days of constant loading, self-healing had reduced water penetration by 50 % and 70 % in the NSC and FRC specimens, respectively. The capacity of self-healing seems to be maximized initially with thinner cracks.
- The main phenomenon responsible for self-healing in 3-month-old concrete mixtures with  $w/b > 0.4$  was the formation of  $\text{CaCO}_3$  crystals. This observation may be different for mixtures with high anhydrous-cement contents such as ultra-high performance concrete.
- For the experimental conditions studied, the kinetics of self-healing with  $\text{CaCO}_3$  crystals was rapid and surfaced-controlled for approximately 24 h. Then, a slower diffusion process took place continuing  $\text{CaCO}_3$  formation.
- The reloading required to reopen cracks to their initial widths after self-healing was about 20-60 MPa in the rebar. These values may change according to the healing period and the concrete involved.
- The low water permeability and high self-healing capacity of the FRC mixture confirmed its potential to improve the long-term durability of reinforced concrete structures.

## 7.7 Acknowledgement

The research project was financially supported by the Québec Research Fund on Nature and Technology (FQRNT). The authors are grateful to Professor Gagné's research team (University of Sherbooke) for their participation in SEM observations.

## 7.8 References

- [1] M. Hoseini, V. Bindiganavile, N. Banthia, The effect of mechanical stress on permeability of concrete: A review, *Cement and Concrete Composites*, 31 (2009) 213-220.
- [2] C. Desmettre, J.-P. Charron, Novel water permeability device for reinforced concrete, *Materials and Structures*, Published online: 29 March 2011. DOI 10.1617/s11527-011-9729-6 (2011).
- [3] C.M. Aldea, M. Ghandehari, S.P. Shah, A. Karr, Estimation of water flow through cracked concrete under load, *ACI Material Journal*, 97 (2000) 567-575.
- [4] K. Wang, D.C. Jansen, S.P. Shah, A.F. Karr, Permeability study of cracked concrete, *Cement and Concrete Research*, 27 (1997) 381-393.
- [5] J.S. Lawler, D. Zampini, S.P. Shah, Permeability of Cracked Hybrid Fiber-Reinforced Mortar under Load, *ACI Material Journal*, 99 (2002) 379-385.
- [6] J. Rapoport, C.M. Aldea, S.P. Shah, B. Ankenman, A. Karr, Permeability of cracked steel fiber-reinforced concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14 (2002) 355-358.
- [7] M. Tsukamoto, J.-D. Wörner, Permeability of cracked fiber-reinforced concrete, *Annual Journal on concrete and concrete structures*, 6 (1991) 123-135.
- [8] M.W. Loving, Autogenous healing of concrete, *American Concrete Pipe Association, Bulletin No.13* (1936).
- [9] C.A. Clear, The effects of autogenous healing upon the leakage of water through cracks in concrete - Technical report 559, in, *Cement and Concrete Association*, Wexham Springs, 1985.
- [10] D. Homma, H. Mihashi, T. Nishiwaki, Self-healing capability of fiber reinforced cementitious composites, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 7 (2009) 217-228.
- [11] K.R. Lauer, F.O. Slate, Autogenous Healing of 386 Cement Paste, *Journal of the American Concrete institute*, 27 (1956) 1083-1097.
- [12] C. Edvardsen, Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete, *ACI Material Journal*, 96 (1999) 448-454.

- [13] M. Li, V.C. Li, Cracking and Healing of Engineered Cementitious Composites under Chloride Environment, *ACI Materials Journal*, 108 (2011) 333-340.
- [14] E. Schlangen, N.T. Ter Heide, K. Van Breugel, Crack healing of early age cracks in concrete, in: M.S. Konsta-Gdoutos (Ed.) *Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties*, 2006, pp. 273-284.
- [15] W. Zhong, W. Yao, Influence of damage degree on self-healing of concrete, *Construction and building materials*, 22 (2008) 1137-1142.
- [16] A. Hosoda, S. Komatsu, T. Ahn, T. Kishi, S. Ikeno, K. Kobayashi, Self healing properties with various crack widths under continuous water leakage, in: Alexander et al. (Ed.) *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, Taylor & Francis Group, London, 2009, pp. 221-227.
- [17] W. Ramm, M. Biscop, Autogenous healing and reinforcement corrosion in water penetrated separation cracks, 13th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 13), Porto Alegre, Brazil, 13-18 August 1995.
- [18] H.W. Reinhardt, M. Jooss, Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width, *Cement and Concrete Research*, 33 (2003) 981-985.
- [19] M. Argouges, R. Gagné, Étude des mécanismes et de la cinétique de l'autocicatrisation dans des mortiers cimentaires fissurés, Dixième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)<sup>2</sup>B, Cachan, France, 2009.
- [20] B. Gérard B, HW. Reinhardt, D. Breysse, Measured 409 transport in cracked concrete. In: Reinhardt HW (ed) *Rilem report 16 - penetration and permeability of concrete: Barriers to organic and contaminating liquids*, vol 16. E & FN Spon, Stuttgart, Germany, 1997, pp 265-324.
- [21] D. Breysse, B. Gérard, Transport of fluids in cracked media. In: Reinhardt HW (ed) *Rilem report 16 - penetration and permeability of concrete: Barriers to organic and contaminating liquids*, vol 16. E & FN Spon, Stuttgart, Germany, 1997, pp 123-154.
- [22] S. Alalouf, D. Labelle, J. Ménard, *Introduction à la statistique appliquée - Deuxième édition*, Éditions Addison-Wesley, 1990.

- [23] B. Gérard, Contribution des couplages mécaniques-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs, Ecole normale supérieure de Cachan, Cachan, France, 1996.
- [24] P. Rossi, Les bétons de fibres métalliques, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1998.

**CHAPITRE 8    ARTICLE 3: WATER PERMEABILITY OF  
REINFORCED CONCRETE SUBJECTED TO CYCLIC TENSILE  
LOADING**

**Clélia DESMETTRE, Jean-Philippe CHARRON**

Research Center on Concrete Infrastructures-CRIB, Group for Research in Structural  
Engineering, École Polytechnique de Montréal

**Paper submitted for possible publication in ACI Materials Journal**

**Corresponding Author:**

Jean-Philippe Charron  
Department of Civil, Geological and Mining Engineering  
Ecole Polytechnique of Montréal  
B.O. Box 6079, Station Centre-Ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

Tél : 1-514-340-4711 ext 3433  
Fax : 1-514-340-5881  
Email : [jean-philippe.charron@polymtl.ca](mailto:jean-philippe.charron@polymtl.ca)

## 8.1 Abstract

A large proportion of reinforced concrete structures are cracked and subjected to cyclic loading in service. The presence of cracks enhances the ingress of aggressive agents into the concrete, resulting in faster structure deterioration. Crack self-healing and the inclusion of fibers in concrete can improve structure durability. Self-healing under constant loading is a well-known phenomenon, yet self-healing occurring under cyclic loading has received insufficient attention. This project used an innovative permeability device to investigate the water permeability of reinforced normal strength concrete (NSC) and fiber reinforced concrete (FRC) submitted simultaneously to tensile cyclic loading. Complementary mechanical tests under the same loading procedure were performed to assess crack-pattern evolution. The experimental results showed that, at an equivalent stress level in the reinforcement, the water permeability was significantly lower in the FRC under constant and cyclic loading. Moreover, two opposite phenomena occurred during cyclic loading: crack propagation and self-healing. In the NSC, crack propagation compensated for crack self-healing but did not impede it. In the FRC, crack growth was minor, thus the self-healing was not affected by the cyclic loading and may have even been promoted. The results emphasize the benefit of using FRC in structures.

**Keywords:** Water Permeability, Self-Healing, Crack Width, Reinforced Concrete, Fiber Reinforcement, Cyclic Loading.

## 8.2 Introduction

The durability of reinforced concrete structures is closely related to concrete transport properties (permeability, diffusion, and absorption). The presence of cracking enhances the ingress of water and aggressive agents into the concrete, resulting in faster deterioration of structures. Cracking is particularly deleterious for the durability of the concrete cover exposed to harsher environmental conditions and frequently subjected to high tensile stresses in structural members under tensile or bending loads. The permeability of reinforced concrete members under tensile loadings needs to be studied to identify reliable design criteria for service conditions and predict structure durability.

In recent decades, several studies have focused on the permeability of cracked concrete and the impact of dormant cracks (constant crack opening). Unless a crack reaches a threshold opening in a concrete matrix – varying from 0.05 to 0.1 mm – water penetration remains low due to granular interlocking and clogging at crack surfaces. When the crack width exceeds that threshold, the concrete's permeability increases significantly (1-4) and is significantly affected by crack growth (1, 4-9). Despite the considerable information about the permeability of concrete with dormant cracks, very few studies have investigated the impact of cyclic loading on the transport properties of cracked concrete. Nevertheless, a large proportion of reinforced concrete structures are subjected to dynamic loading due to the action of the wind, sea, machine vibrations, road traffic, and more.

Studies on the fatigue behavior of concrete have shown that the repeated action of cyclic loading causes progressive deterioration of concrete associated with the growth of flaws and cracks (10). Concrete transport properties can be altered by this modification in the crack pattern. Tawfiq et al.(11) performed air permeability measurements concurrent with bending fatigue loading. Their work revealed increased permeability with the number of cycles and that the increased rate of permeability was related to the growing rate of damage. The effect of bending fatigue loading on chloride ingress in concrete cracks was also investigated (12). A deeper penetration of chloride was observed in active cracks in comparison to dormant cracks. These studies confirmed that dynamic loading affects the transport properties of concrete.

Adding fibers to the concrete matrix limits crack growth and, consequently, positively impacts on concrete durability by decreasing permeability (3, 7, 13, 14). Several studies also emphasized that

fibers extend the bending and tensile fatigue life (10, 15-17), because they can limit crack and flaw initiation and propagation, and dissipate energy into the cracks during cyclic loading. The improvement depends on fiber content, fiber type (material, geometry), and loading magnitude. Yet the dominant parameters seem linked to fiber content and fiber aspect ratio (17).

Concrete self-healing represents another mechanism to consider when predicting the durability of concrete structures and can be highlighted with water permeability tests. Crack self-healing results in decreased permeability over time and may extend durability. Different physico-chemical mechanisms can explain the self-healing of cracks: the formation of calcium carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ) (6, 9, 18-20), the continued hydration of the anhydrous cement in concrete (21-23), and the presence of water impurities or concrete particles broken during the loading in cracks. While several studies have proven the existence of this phenomenon for dormant cracks, the literature contains very limited information about crack self-healing under repeated cyclic loading. Only Edvardsen (9) demonstrated the healing capability of an active crack. This study considered specimens with a single crack and an opening varying between 0.2 mm and 0.26 mm every 12 h (24-h cycles). The loading characteristics considered (low frequency and predetermined crack openings) are quite different from the conditions found in real structures, where high-speed cycles can occur without limitations on crack width. Therefore, complementary investigations need to be carried out.

A comprehensive research project was launched at École Polytechnique de Montreal to improve the understanding of the water permeability of reinforced concrete under loads. The first part of the project consisted in developing an innovative water permeability device to assess the permeability of reinforced tie specimens under realistic loading conditions. The second objective was to study the permeability and self-healing capability of normal strength concrete (NSC) and fiber reinforced concrete (FRC) tie specimens under various loading conditions (static, constant, and cyclic tensile loading). The last objective was proposing reliable design criteria under service conditions adapted to the materials. This paper deals with the second objective and focuses on the evolution of the permeability and self-healing capability of cracked concrete under cyclic tensile loading. The contribution of fiber content on concrete durability is emphasized.



### 8.3 Research significance

Permeability is one of the most important transport properties governing the long term durability of concrete. In the recent decades, numerous studies have demonstrated the influence of constant load and dormant cracks on the concrete permeability. However, the impact of cyclic loading and active cracks on concrete permeability and self-healing has received insufficient attention, while a large proportion of reinforced concrete structures are subjected to dynamic loading. A research program was carried out to assess the water permeability and self-healing capability of reinforced concrete specimens with and without fibers submitted to cyclic tensile loading. The experimental results are then compared with those of specimens submitted to constant loading. It is anticipated that the data provided by this paper will serve to identify reliable design criteria for reinforced concrete in service conditions and improve prediction of reinforced concrete structure durability.

### 8.4 Methodology

#### 8.4.1 Experimental program

The permeability and self-healing of NSC and FRC tie specimens were investigated under cyclic loading. The results were compared to those obtained under constant loading in a previous phase of the project. **Table 8.1** presents the composition of the materials. The NSC and FRC had respective water–cement ratios of 0.60 and 0.43. Once the tie specimens were prepared, they were demolded after 24 h and then stored in lime-saturated water for 3 months before testing. For each batch of concrete, characterization specimens were prepared to determine the mechanical properties. At 28 days, the NSC and FRC presented, respectively, compressive strengths of 37 MPa (5.4 ksi) and 55 MPa (8.0 ksi), tensile strengths of 2.1 MPa (0.30 ksi) and 2.5 MPa (0.36 ksi), elastic moduli of 31.7 GPa (460 ksi) and 33 GPa (479 ksi), and Poisson's coefficients of 0.245 and 0.260. The rebars used in the tie specimens had a Young's modulus of 210 000 MPa (30 458 ksi), a yielding stress of 456 MPa (66 ksi), and an ultimate strength of 563 MPa (82 ksi).

The tie specimen consists of a rebar and the surrounding concrete found in tensile zones of beams, slabs, or walls subjected to bending loads. The specimen had a prismatic section of  $90 \times 90 \text{ mm}^2$  ( $3 \frac{1}{2} \times 3 \frac{1}{2} \text{ in}^2$ ) and a rebar 11 mm (7/16 in) in diameter along the central axis. The concrete cover around the reinforcing bar was close to 40 mm (1  $\frac{1}{2}$  in), which follows minimal bar spacing (30 mm or 1  $\frac{1}{4}$  in) and the minimal concrete cover for structures exposed

to severe environments (40 mm or 1 1/2 in) recommended in North American construction codes (24-26). The specimen had a length of 610 mm (24 in), approximately equal to 60 times the bar diameter, to obtain a realistic crack pattern under loads (27).

**Table 8.1: Composition of the NSC and FRC**

Component	NSC		FRC	
	kg/m <sup>3</sup>	lb/yd <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	lb/yd <sup>3</sup>
Cement	325	548	501	844
Silica fume	0	0	50	84
Coarse aggregate (2.5 mm–10 mm)	1 002	1 689	668	1 126
Sand (50 $\mu$ m–5 mm)	821	1 384	801	1 350
Superplasticizer (naphthalene sulfonate)	2	3.4	8	13.5
Water-reducing admixture (sodium lignosulfonate)	1	1.7	0	0
Fiber (1 %; Dramix 65/35)	0	0	80	135
Total water (admixture included)	193	325	237	399

#### 8.4.2 Experimental devices

The tie specimens were submitted to uniaxial tensile loading with or without simultaneous permeability measurement. The validation for the loading and permeability systems as well as the results analysis procedure can be found in Desmettre and Charron (27); a summary is provided here.

##### 8.4.2.1 Loading system

The tie specimens were subjected to uniaxial tensile loading on a 2.5-MN (562-kip) testing machine. When an average stress level in the rebar of 250 MPa (36 ksi) was attained, constant or cyclic loading was performed during several days. Then, the tie specimens were loaded to their ultimate strength at rebar yielding. According to the loading procedure applied to the specimens, the loading was controlled by the average displacement of two linear variable displacement transducers (LVDTs) or controlled by force. Detailed information is given in **section 8.4.2.3**. **Figure 8.1** shows the instrumentation installed on the specimens for tensile testing with and without permeability measurement. When the water flow was not measured, twelve PI displacement transducers were attached to two opposite faces of the tie specimens (**Figure 8.1a**) to record cracking development in the specimen during loading. As soon as a macrocrack localized, the crack opening displacement (COD) was calculated by removing the elastic displacement from the total displacement of the transducer. The average stress in the rebar was calculated from specimen elongation, assuming a perfect bond between the concrete and rebar.

#### 8.4.2.2 Permeability system

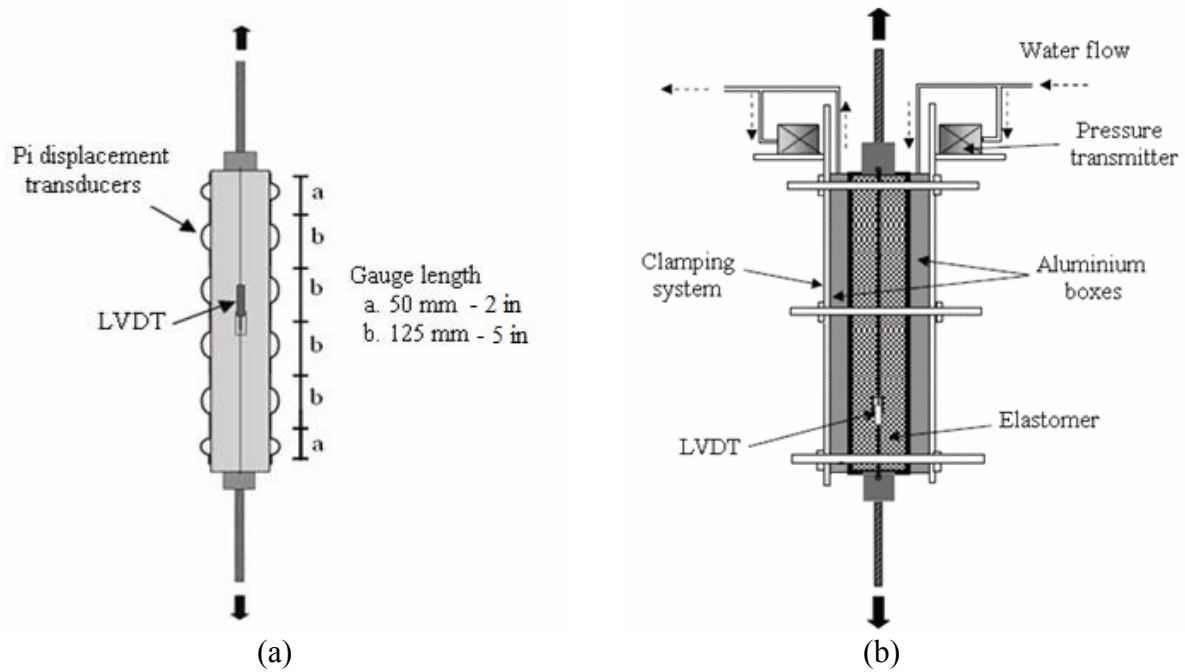
When the water flow was measured concurrently with loading, a permeability cell was clamped on the tie specimen (**Figure 8.1b**). All specimen surfaces were sealed excepted for two opposite faces to allow unidirectional water flow through the specimen. **Figure 8.2** shows the permeability system, comprised of a set of tanks and tubes. The inlet tank was initially filled with water and pressurized at the beginning of the permeability test, while the outlet tank remained at atmospheric pressure. This initiates a pressure gradient between the two opposite faces of the specimen in contact with water, resulting in a water flow through the specimen. The pressure gradient was measured with two pressure transmitters installed on the permeability cell's clamping system (**Figure 8.1b**). A pressure gradient of 50 kPa (7.25 psi) was applied during the permeability tests. During the test, water traveled successively from the inlet tank through the permeability cell's aluminum inlet box, the specimen, and the outlet aluminum box to the outlet tank. Differential pressure transmitters located at the base of each tank measured the evolution of tank volume with time, making it possible to calculate water flow. The water permeability coefficient was calculated with Darcy's law (**Equation 8.1**), which is often used to describe the water flow through a homogeneous porous medium (28). Despite the heterogeneity found in concrete microstructure, a concrete matrix and a uniformly cracked matrix can be considered as homogeneous at a larger scale (29).

**Figure 8.2** presents a simplified water permeability device with one set of tanks. The device actually has 3 sets of tanks of different diameter to obtain high measurement accuracy and ensure a sufficient water supply from the uncracked to the cracked state of the specimen. A switch is made from the smaller to the largest tanks as the damage in the tie specimen increases.

$$K_w = \frac{Q \cdot L}{A \cdot \Delta h} \quad (8.1)$$

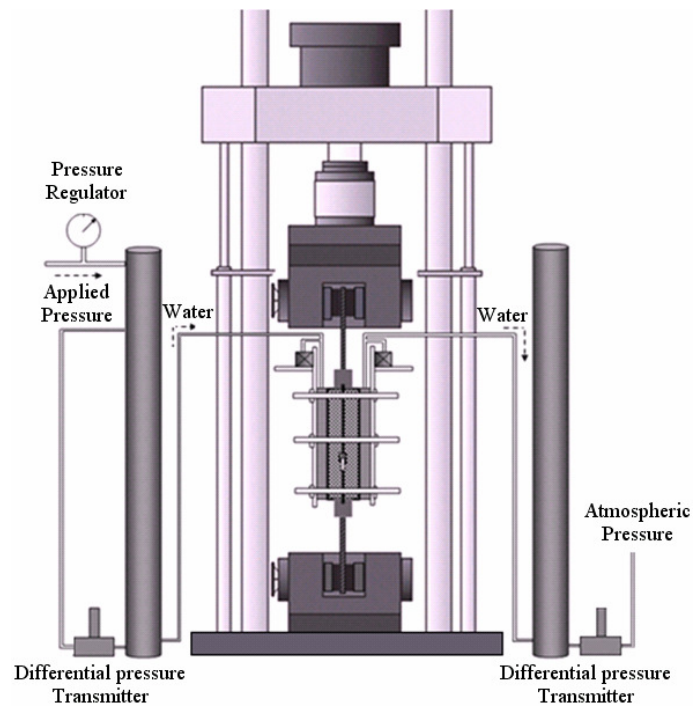
Where

- $Q$  (m<sup>3</sup>/s or ft<sup>3</sup>/s) is the flow rate
- $A$  (m<sup>2</sup> or ft<sup>2</sup>) is the specimen cross section
- $\Delta h$  (m or ft) is the drop in the hydraulic head across the specimen
- $L$  (m or ft) is the specimen thickness



**Figure 8.1: Instrumentation installed on the tie-specimen**

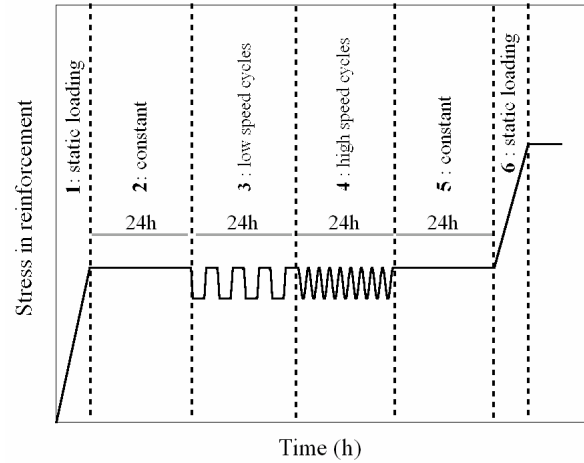
(a) Tensile test, (b) Permeability test



**Figure 8.2: Water permeability device installed in the universal testing machine**

### 8.4.2.3 Loading procedure and specimens

The NSC and FRC tie specimens were subjected to the loading procedure depicted in **Figure 8.3**.



**Figure 8.3: Schematization of the loading procedure applied to the tie specimens**

This procedure comprises 6 phases.

- **Phase 1:** The specimens were submitted to tensile static loading until an average stress of 250 MPa (36 ksi) was reached in the reinforcing bar. The loading was displacement controlled with the two LVDTs at a rate of 0.05 mm/min (0.118 in/h).
- **Phase 2:** The displacement was kept constant for 24 h at a stress of 250 MPa (36 ksi).
- **Phase 3:** 24 low-speed cycles were applied during 24 h. The maximum force of the cycles corresponded to the stress of 250 MPa (36 ksi) in the rebar. The sinusoidal transitions at 0.2 Hz between the minimum ( $F_{min}$ ) and maximum ( $F_{max}$ ) forces were force controlled and the amplitude of cycles was set at  $\pm 20\%$  of the mean force ( $F_{mean}$ ) to reproduce variations in traffic load on a bridge deck. Whenever  $F_{min}$  and  $F_{max}$  were attained, the displacement was kept constant over 30 min to allow water flow measurement.
- **Phase 4:** 17 280 high-speed cycles were applied during 24 h between the same  $F_{min}$  and  $F_{max}$ . A continuous sinusoidal signal at 0.2 Hz was used, except that short pauses of 3 min were taken every 3 h to accurately measure the water permeability.
- **Phase 5:** Identical to Phase 2.

- **Phase 6:** The specimens were reloaded until rebar yielding. The loading rate was the same as in Phase 1.

The experimental program included six tests with the loading procedure described in **Figure 8.3**. For the three tie specimens of each material under study, one was instrumented with PI displacement transducers to assess the evolution of the COD of each crack during the entire test. The two other specimens were instrumented with the permeability cell and subjected to the same loading procedure. Finally, a supplementary NSC tie specimen was subjected to the loading procedure with Phase 2 (first constant phase) and Phase 3 (low-cycle phase) inverted during permeability measurement.

## 8.5 Results

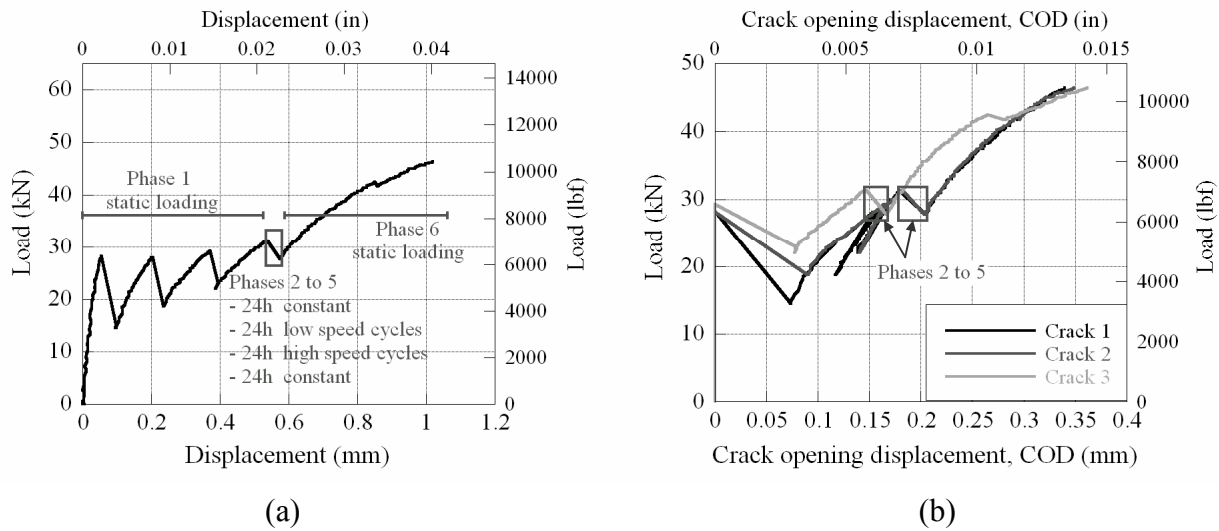
### 8.5.1 Mechanical tests

The mechanical behavior of the tie specimens and the evolution of the crack pattern observed during the loading procedure are plotted in **Figure 8.4** and **Figure 8.5**, respectively, for the NSC and FRC. In both cases, the specimen's overall behavior was typical of reinforced concrete behavior. First, there was a linear phase associated with the concrete's elastic behavior. Then microcracks formed and propagated, at which point the load-displacement curve becomes nonlinear. These microcracks merged, resulting in the localization of a macrocrack. Finally, other macrocracks appeared and developed until rebar yielding occurred. Each macrocrack localization is indicated by a sudden drop in force. The FRC tie specimen was more rigid than the NSC specimen in the cracked stage, resulting in higher forces to reach rebar yielding.

At the beginning of Phase 2, there were 3 macrocracks in the NSC and the FRC specimens. No additional macrocracks appeared during the reloading (Phase 6) of the NSC specimen, whereas 3 other macrocracks formed in the FRC specimen during this last phase. At an average stress level in the rebar equal to its yield strength, there were thus 3 and 6 macrocracks in the NSC and FRC specimens, respectively. The mean COD and maximal COD of macrocracks were thinner in the FRC specimen, regardless of the load level.

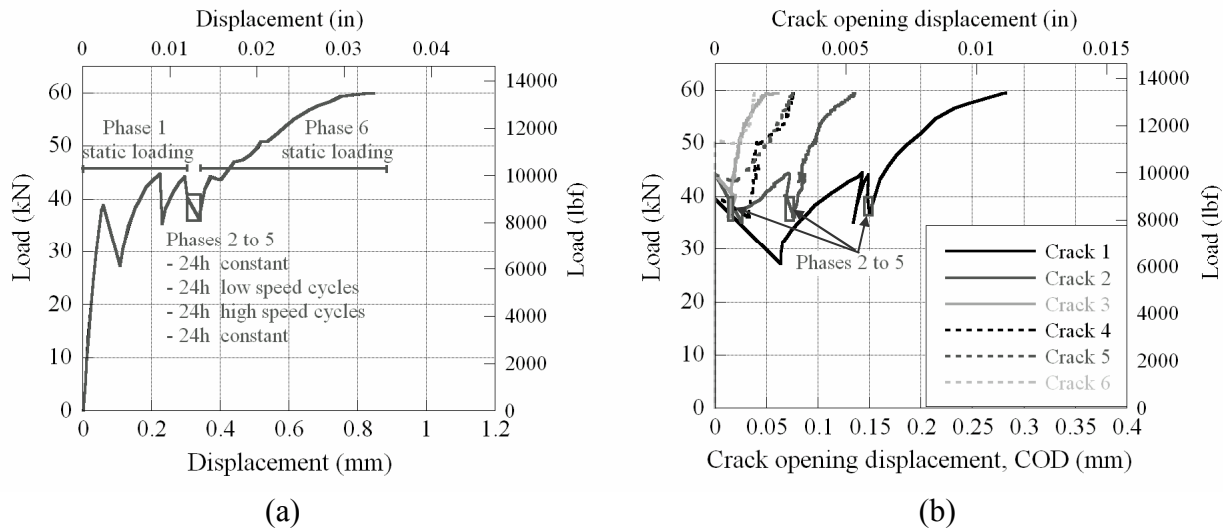
The part of the load-displacement curve corresponding to Phases 2 to 5 (constant and cyclic phases) is framed in **Figure 8.4** and **Figure 8.5**. **Figure 8.6** and **Figure 8.7**, respectively, provide zoom views of the evolution of the load and CODs during these phases. For the cyclic phases

(Phases 3 and 4), only the values of the maximal force of the cycles,  $F_{max}$  and the corresponding CODs are plotted because they can be compared to the results obtained during the constant phases (Phases 2 and 5). The variation of these parameters during the cycles is summarized in **Table 8.2** and **Table 8.3** for the NSC and FRC tie-specimens respectively. Phase 2 shows a slight force decrease before stabilization, but the CODs remained constant. In Phases 3 and 4 of the cyclic loading, a slight increase in the COD of each crack was observed. This trend was more pronounced in the NSC than in the FRC specimens. The CODs seem to stabilize in Phase 5.



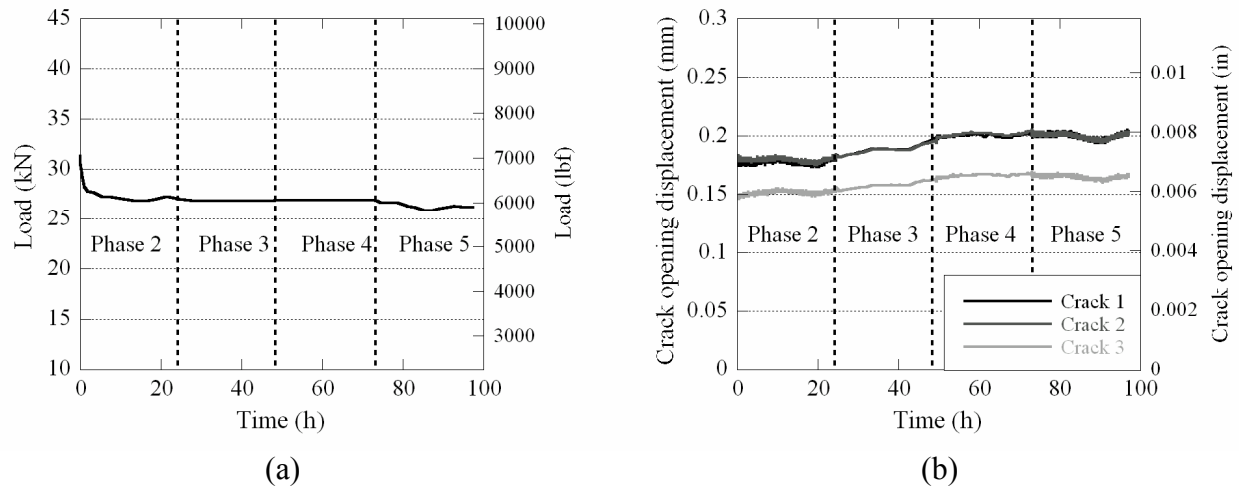
**Figure 8.4: Tensile behavior of the NSC during the complete loading procedure**

(a) Load-displacement curve, (b) Load-COD curve



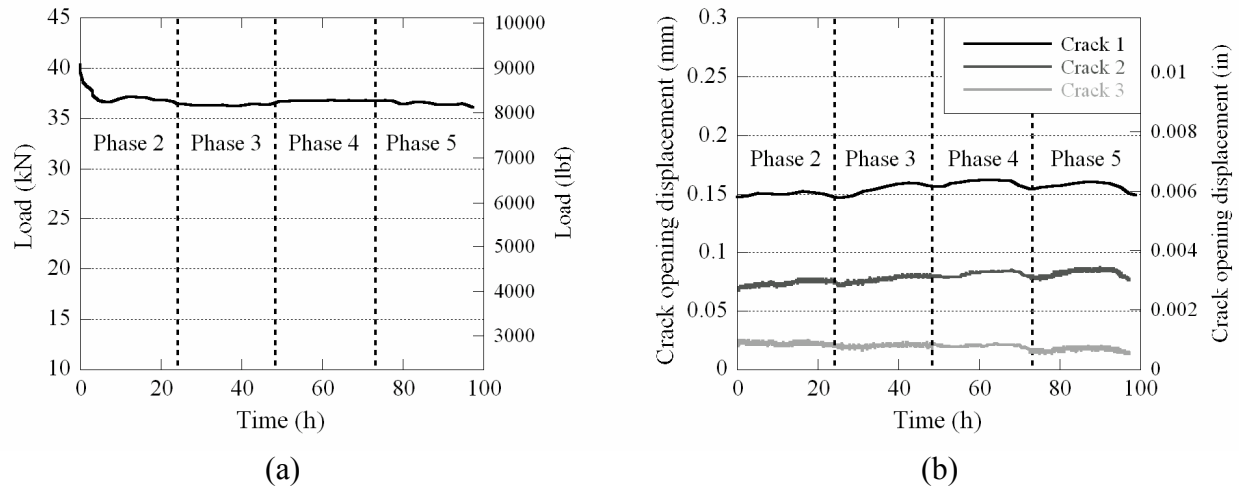
**Figure 8.5: Tensile behavior of the FRC during the complete loading procedure**

(a) Load-displacement curve, (b) Load-COD curve



**Figure 8.6: Tensile behavior of the NSC during constant and cyclic loading**

(a) Load-time curve, (b) COD-time curve



**Figure 8.7: Tensile behavior of the FRC during constant and cyclic loading**

(a) Load-time curve, (b) COD-time curve

**Table 8.2** and **Table 8.3** summarize the initial values (at the beginning of Phase 2) of the load, the average rebar stress ( $\sigma_s$ ), and the COD of all cracks ( $w_1$ ,  $w_2$ , and  $w_3$ ) for the NSC and FRC specimens, respectively. The tables also provide the amplitude of variation of these parameters during the cycles. The variation is indicated in terms of absolute amplitude (*a*) and half amplitude (*b*), expressed as a percentage of the mean value during the cycles.

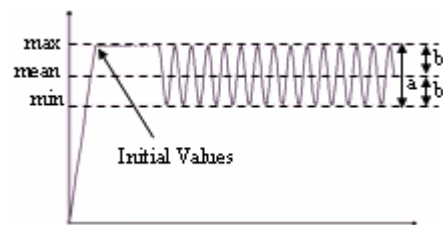
The initial value of the force corresponding to a stress level of 250 MPa was higher for the FRC than for the NSC specimen, respectively 40.3 kN (9 100 lbf) and 31.1 kN (7 000 lbf). Despite this



higher loading, the 3 cracks present in the FRC specimen at the beginning of Phase 2 were thinner than those in the NSC specimen. The magnitude of the cycles set at  $\pm 20\%$  of the mean load ( $F_{mean}$ ) resulted in higher absolute amplitude of load for the FRC specimen. The corresponding amplitude of stress was about  $\pm 10\%$  and  $\pm 5\%$  of  $\sigma_{s, mean}$  for the NSC and FRC specimens, respectively. These observations are consistent with smaller absolute variations in the COD during the cycles for the FRC specimen in comparison to the NSC one. The variation in the CODs of the 3 cracks in the NSC specimen was proportional to the initial CODs and represented  $10.8\%$  of  $COD_{s, mean}$ . The variation in the CODs for the FRC specimen was less systematic ( $\pm 9.9$  to  $21.9\%$  of  $COD_{s, mean}$ ).

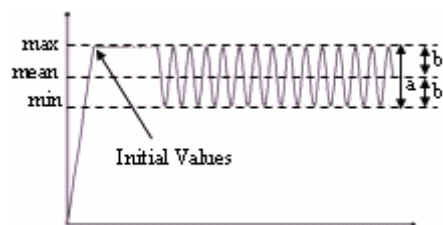
**Table 8.2: Cyclic loading parameters for the NSC**

Parameter	Initial Values	$a$ (max–min)	$b$ (% of mean value)
Load $F$ , kN (lb <sub>f</sub> )	31.3 (7000)	9.4 (2100)	$\pm 20\%$
$\sigma_s$ , MPa (ksi)	250 (36)	48 (7.0)	$\pm 10\%$
Crack 1, $w_1$ , mm (in)	0.179 (0.0070)	0.039 (0.0015)	$\pm 10.8\%$
Crack 2, $w_2$ , mm (in)	0.182 (0.0071)	0.039 (0.0015)	$\pm 10.8\%$
Crack 3, $w_3$ , mm (in)	0.147 (0.0058)	0.033 (0.0013)	$\pm 10.7\%$



**Table 8.3: Cyclic loading parameters for the FRC**

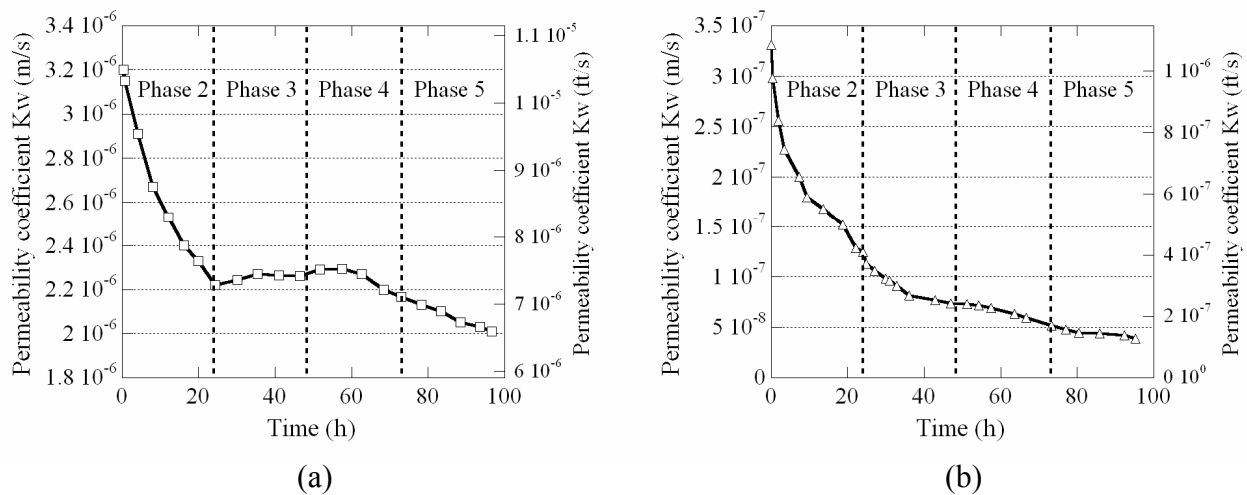
Parameter	Initial Values	$a$ (max–min)	$b$ (% of mean value)
Load $F$ , kN (lb <sub>f</sub> )	40.3 (9 100)	12.1 (2 700)	$\pm 20\%$
$\sigma_s$ , MPa (ksi)	250 (36)	26 (3.7)	$\pm 5.3\%$
Crack 1, $w_1$ , mm (in)	0.149 (0.0059)	0.029 (0.0011)	$\pm 9.9\%$
Crack 2, $w_2$ , mm (in)	0.069 (0.0027)	0.016 (0.0006)	$\pm 11.3\%$
Crack 3, $w_3$ , mm (in)	0.020 (0.0008)	0.007 (0.0003)	$\pm 21.9\%$



### 8.5.2 Permeability tests

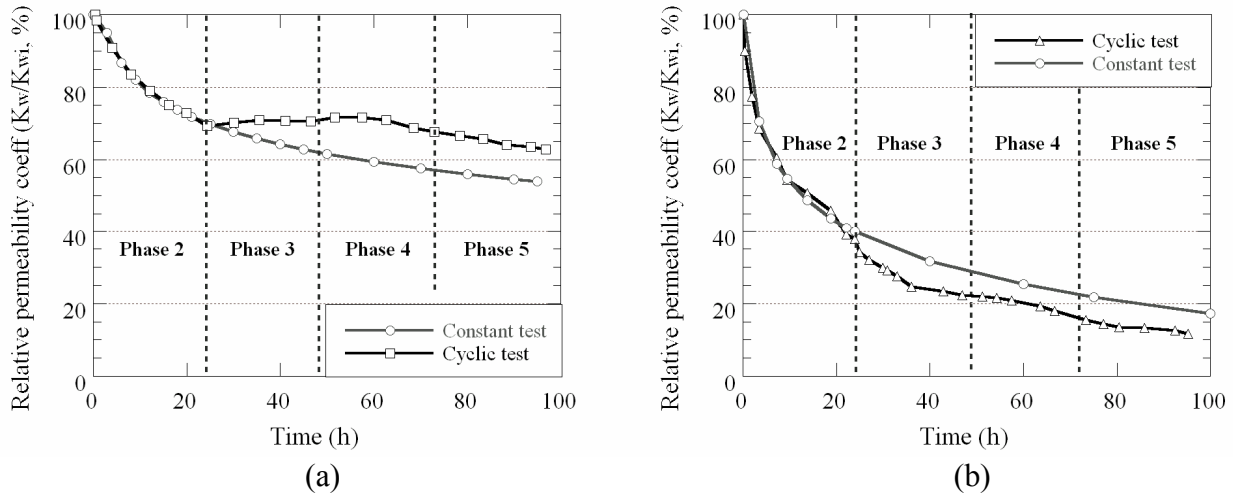
**Figure 8.8** illustrates the evolution of the water permeability coefficient ( $K_w$ ) with time for the NSC and FRC tie specimens submitted to the loading procedure presented in **Figure 8.3**. In Phase 2 (first constant phase), the self-healing phenomenon occurred in the cracks and resulted in decreased permeability in both materials. When low- and high-speed cycles in Phases 3 and 4 were applied, the trend stopped and permeability increased slightly in the NSC, whereas permeability continued to drop in the FRC. In Phase 5 (ending constant phase), the water flow decreased in both materials.

**Figure 8.9** plots the evolution of the relative permeability coefficient with respect to the initial value measured at the beginning of Phase 2 ( $K_w/K_{wi}$ ). The curve labeled *cyclic test* refers to the permeability measured during the loading procedure detailed in **Figure 8.3**, the curve labeled *constant test* refers to a permeability test conducted entirely at a constant stress level of 250 MPa (36 ksi) in the reinforcing bar. Since Phases 2 and 5 of the cyclic test represent periods of constant loading, it can be noted that both curves (*cyclic test* and *constant test*) behave very similarly during them, showing a reduction of the water flow over time. Applying low- and high-speed cycles in Phases 3 and 4, however, increased the permeability of the NSC compared to the constant test. The inverse trend was observed for the FRC. The same behavior in the evolution of the permeability was obtained in the two cyclic tests carried out on both materials.



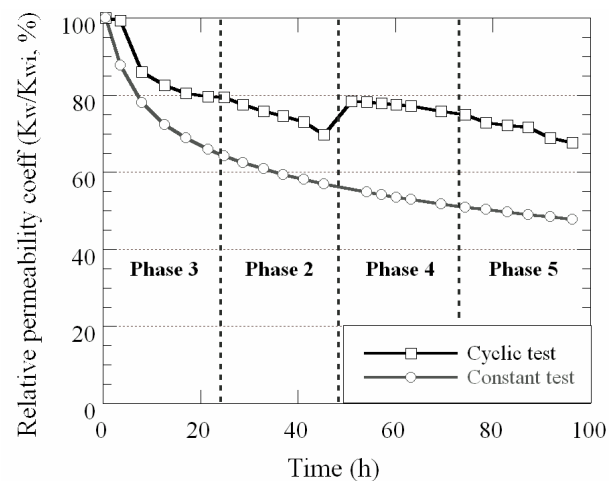
**Figure 8.8: Evolution of permeability under cyclic loading**

(a) NSC, (b) FRC



**Figure 8.9: Evolution of the relative permeability coefficient under cyclic and constant loading**  
(a) NSC, (b) FRC

**Figure 8.10** shows the results for the NSC tie specimen that underwent the inverted loading procedure: Phase 2 (first constant phase) occurred after Phase 3 (low-speed cycles phase). The impact of inverting these phases becomes apparent when this figure is compared to **Figure 8.8a**. In the first 24 h of low-speed cycles, the reduction rate of the permeability coefficient was very slow and accelerated after around 3 h into the test. This resulted in a significant decrease in the permeability coefficient, but not as much as in **Figure 8.8a** or in the constant test. During the next 24 h of constant load, the reduction of permeability continued at a similar rate than in the constant test. Afterwards, the high-speed cycles (Phase 4) temporally increased permeability, before the ending constant phase (Phase 5) brought about a reduction in permeability similar to that of the constant test.



**Figure 8.10: Impact of cyclic loading when Phases 2 and 3 are inverted for an NSC tie specimen**

## 8.6 Discussion

### 8.6.1 Loading procedure

This project involved a complex loading procedure (**Figure 8.3**) that was optimized on the basis of preliminary tests to provide a maximum of information. Those tests showed that a loading displacement-controlled with LVDTs mode makes it possible to maintain the crack opening displacements (CODs) constant in the tie specimen. This mode of control was thus chosen to ensure that the permeability decrease recorded during the constant phases was due to the self-healing phenomenon, without influences from COD variations. The force-controlled mode was adopted for adequate control of the cyclic loading amplitude. The amplitude of  $\pm 20\% F_{mean}$  is representative of cyclic loading that could occur on a bridge deck submitted to road traffic.

An average stress level of 250 MPa (36 ksi) in the rebar was chosen as a realistic value for the reinforced concrete under service conditions. Moreover, it allowed comparison of the water permeability results under the described loading procedure with those obtained in a previous phase of research in which the tie specimens were subjected exclusively to a constant stress level of 250 MPa (36 ksi) for 6 days (without any cycles). This made it possible to investigate the self-healing process in both dormant cracks (constant loading) and active cracks (cyclic loading). The loading procedure in **Figure 8.3** comprised phases lasting 24 h because the initial rate of self-healing kinetics is rapid and could be observed in that period. Moreover, few repeated cycles in 24 h are enough to observe damage stabilization in the specimen. Applying successive constant and cyclic loading allowed for determining the impact of low-speed and high-speed cycles on existing self-healing products and crack growth under such loading. The maximum stress in the rebar for cyclic loadings was chosen as equal to the initial value of 250 MPa (36 ksi) in order to limit the damage of the self-healing products formed previously.

### 8.6.2 Mechanical behavior

The overall mechanical behavior of the tie specimens (**Figure 8.4** and **Figure 8.5**) highlighted the higher load-carrying capacity of the FRC, its greater rigidity in the cracked state, and the presence of thinner cracks at any load level. This was due to the presence of fibers, which support a part of the tensile load, bridge cracks, and limit crack growth. As a consequence, a higher load

had to be applied to the FRC specimens than to the NSC specimens (40.3 kN or 9 100 lb<sub>f</sub> and 31.3 kN or 7 000 lb<sub>f</sub>, respectively) to reach 250 MPa (36 ksi) in the rebar.

Two different trends could be observed in the evolution of the CODs in the tie specimens between Phases 2 and 5. The CODs stayed relatively stable during the constant phases (Phases 2 and 5). The CODs, however, increased during both cyclic phases (Phases 3 and 4). This can be attributed to crack propagation during the force-controlled cycles. The literature (10) has already reported on the crack growth phenomenon during fatigue loading. Cycling loading produced more damage in the NSC specimen than in the FRC one. This damage is related to the ability of fibers to bridge cracks and thus limit their propagation (10, 15, 17). The improved mechanical behavior and cracking control provided by fiber under cyclic tensile loading is in accordance with other research work (10, 15-17, 31).

### 8.6.3 Permeability behavior

**Figure 8.8** to **Figure 8.10** illustrate the evolution of permeability step by step. First, the permeability coefficient measured at the beginning of Phase 2 ( $K_{wi}$ ) was approximately ten times lower in the FRC tie specimen, although the force required to attain 250 MPa in the rebar was 1.8 times higher than in the NSC tie specimens. This can be attributed to the presence of thinner and rougher cracks in the FRC, as previously demonstrated (**Figure 8.4** and **Figure 8.5**).

During Phase 2 (constant stress), the kinetics of reduction of the permeability coefficient was due to the self-healing of the dormant cracks in the specimens. Logically, the reduction was identical for a material in the constant and cyclic tests since the same conditions were applied (**Figure 8.9**). Previous works on the concrete described in this paper established that the main self-healing product on crack surfaces was calcium carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ) (32). Several studies (6, 9, 18-20) also proposed this mechanism to account for self-healing in mature concrete. The mechanism is initially rapid and surface controlled as long as calcium ions are available on crack surfaces. Afterwards, it becomes slower and diffusion controlled as the number of calcium ions available on crack surfaces diminishes (9).

Considering the evolution of the relative permeability coefficient (**Figure 8.9**) reveals higher potential for self-healing in the FRC specimens. This can be explained by the fact that thinner cracks heal faster than wider cracks (6, 8, 33). When the absolute reduction of permeability is considered (**Figure 8.8**), the NSC specimens evidence a greater reduction. This result is also in

good agreement with several studies that measured the healing capacity of cracks inferior to 0.4 mm (9, 33, 34).

During Phases 3 and 4 of cyclic loading, the water flow in active cracks behaved differently. In fact, two phenomena could simultaneously occur and have opposite effects on permeability: crack propagation and self-healing. Moreover, the first phenomenon can influence the second one, because the enhancement of crack surfaces provides new surfaces to heal. There is some evidence that both phenomena occurred in the specimens. First, **Figure 8.6** and **Figure 8.7** confirm the slight increase of CODs in the specimen during cyclic loading, thus confirming the damage produced by cyclic loading. Second, the inversion of Phases 2 and 3 in **Figure 8.10** demonstrates that self-healing may occur simultaneously with crack propagation, since the water flow was drastically reduced in the NSC despite the damage caused by the initial repeated cycles without previous healing periods. Moreover the permeability measured in the FRC specimens continuously decreased during cyclic loading in spite of the simultaneous minor rise in CODs (**Figure 8.7**).

Crack propagation and self-healing have competing impacts on water flow in cracks. Depending of their relative importance, permeability can increase or decrease during repeated loading. In the NSC tie specimens (**Figure 8.8a** and **Figure 8.9a**), the permeability increased slightly and then decreased during cycling loading, while the CODs rose somewhat. This suggests that crack propagation initially had more impact initially and then the self-healing took the lead, possibly favored by the new unhealed crack surfaces. On the whole, the cycling loading compensated for the self-healing in the NSC, in comparison to the constant test, but did not impede it.

Regarding the FRC tie specimen, the self-healing impact remained higher than that of crack propagation (**Figure 8.8b** and **Figure 8.9b**), although the CODs rose slightly during cyclic loading. This may be explained by the thinner and rougher cracks (13) that developed, which favored self-healing. This may also account for the lower permeability recorded during cyclic testing than during constant testing. The larger crack surface that developed during cyclic testing may have promoted FRC healing capacity. More tests are required to confirm this statement. Overall, the effect of self-healing overcame the impact of crack growth during the cyclic loading and may have been promoted. This emphasizes another benefit of using FRC in structures.

During Phase 5 (constant load), the healing rate was similar to cyclic testing and constant testing, as observed in Phase 2, suggesting that the permeability reduction would continue as long as healing products are formed.

## **8.7 Conclusions**

The objectives of the research project were to investigate the water permeability of NSC and FRC tie specimens and determine the potential of self-healing under cyclic loading. Analysis of the experimental results led to the following conclusions.

- The inclusion of fibers in tie specimens subjected to static tensile loading yielded higher rigidity and load-carrying capacity as well as improved resistance to crack initiation and propagation resulting in more and thinner cracks.
- The inclusion of fibers in tie specimens limited crack growth under cyclic tensile loading as the result of fiber bridging action.
- While higher load levels were required to achieve the same rebar stress level (250 MPa) in the FRC tie specimens, they evidenced lower permeability due to the thinner crack pattern described previously.
- During cyclic loading in the presence of water, two opposite phenomena occurred: crack propagation and self-healing. Their relative importance depends on the cracking pattern and the concrete involved.
- For the experimental conditions studied, cycling loading compensated self-healing in the NSC, but did not impede it. In the FRC, the effect of self-healing overcame the impact of crack growth during cyclic loading and may have been promoted. This emphasizes another benefit of using FRC in structures.
- The self-healing of the NSC and FRC under cyclic loading confirms that neglecting the phenomenon provides conservative permeability coefficients for the long-term prediction of concrete durability.

## **8.8 Acknowledgements**

The research project was financially supported by the Quebec Research Fund on Nature and Technology (FQRNT).

## 8.9 References

1. Aldea CM, Ghandehari M, Shah SP, Karr A, "Estimation of water flow through cracked concrete under load", ACI Material Journal, V. 97. 2000, pp. 567-75.
2. Hoseini M, Bindiganavile V, Banthia N, "The effect of mechanical stress on permeability of concrete: A review", Cement and Concrete Composites, V. 31. 2009, pp. 213-20.
3. Lawler JS, Zampini D, Shah SP, "Permeability of Cracked Hybrid Fiber-Reinforced Mortar under Load", ACI Material Journal, V. 99. 2002, pp. 379-85.
4. Wang K, Jansen DC, Shah SP, Karr AF, "Permeability study of cracked concrete", Cement and Concrete Research, V. 27, No. 3. 1997, pp. 381-93.
5. Aldea CM, Shah SP, Karr A, "Permeability of cracked concrete", Materials and Structures, V. 32. 1999, pp. 370-6.
6. Clear CA, "The effects of autogenous healing upon the leakage of water through cracks in concrete - Technical report 559", Cement and Concrete Association, 1985
7. Rapoport J, Aldea CM, Shah SP, Ankenman B, Karr A, "Permeability of cracked steel fiber-reinforced concrete", Journal of Materials in Civil Engineering, V. 14. 2002, pp. 355-8
8. Reinhardt HW, Jooss M, "Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width", Cement and Concrete Research, V. 33, No. 7. 2003, pp. 981-5.
9. Edvardsen C, "Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete", ACI Material Journal, V. 96. 1999, pp. 448-54.
10. Lee MK, Barr BIG, "An overview of the fatigue behaviour of plain and fibre reinforced concrete", Cement and Concrete Research, V. 26, No. 4. 2004, pp. 299-305.
11. Tawfiq K, Armaghani J, Vysyaraju J-R, "Permeability of concrete subjected to cyclic loading", Transportation Research Record, V. 1532, No. 1. 1996, pp. 51-9.
12. Küter A, Geiker MR, Olesen JF, Stang H, Dauberschmidt C, Raupach M, "Chloride ingress in concrete cracks under cyclic loading", Proceedings of ConMat'05, Vancouver, BC, Canada, August 22-24 2005



13. Tsukamoto M, Wörner J-D, "Permeability of cracked fibre-reinforced concrete", Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, V. 6. 1991, pp. 123-35.
14. Desmettre C, Charron JP, "Towards elaboration of design criteria at serviceability of fiber reinforced concrete structures", ACI Convention 2011, Tampa, FL, April 3-7 2010
15. Banthia N, Cangiano S, Cucitore R, Plizzari GA, Sorelli L, "Hybrid fibre reinforced concrete under fatigue loading", International Conference on Fatigue Crack Paths (FCP2003), Parma, Italy, September 18-20 2003
16. Naaman AE, Hammoud H, "Fatigue characteristics of high performance fiber-reinforced concrete", Cement and concrete composites, V. 20, No. 5. 1998, pp. 353-63.
17. Wei S, Jianming G, Yun Y, "Study of the fatigue performance and damage mechanism of steel fiber reinforced concrete", ACI Materials Journal, V. 93, No. 3. 1996, pp. 206-12.
18. Homma D, Mihashi H, Nishiwaki T, "Self-healing capability if fibre reinforced cementitious composites", Journal of Advanced Concrete Technology, V. 7, No. 2, June. 2009, pp. 217-28.
19. Lauer KR, Slate FO, "Autogenous Healing of Cement Paste", Journal of the American Concrete institute, V. 27, No. 10. 1956, pp. 1083-97.
20. Loving MW, "Autogenous healing of concrete", American Concrete Pipe Association, V. Bulletin No.13. 1936.
21. Li M, Li VC, "Cracking and Healing of Engineered Cementitious Composites under Chloride Environment", ACI Materials Journal, V. 108, No. 3, May-June. 2011, pp. 333-40.
22. Schlangen E, Ter Heide NT, Van Breugel K, "Crack healing of early age cracks in concrete", Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties, Konsta-Gdoutos MS ed., 2006, pp. 273-84.
23. Zhong W, Yao W, "Influence of damage degree on self-healing of concrete", Construction and building materials, V. 22, No. 6. 2008, pp. 1137-42.
24. ACI, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)", American Concrete Institute, Detroit, USA, 2003

25. CSA, "Design of Concrete Structures Standard-CAN/CSA-A23.3-04", Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada, 2004
26. CSA, "Canadian Highway bridge - Design Code - CAN/CSA-S6-06", Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada, 2006
27. Desmettre C, Charron J-P, "Novel water permeability device for reinforced concrete", *Materials and Structures*, V. 44 No 9, 2011, pp. 1713-1723.
28. Gérard B, Reinhardt HW, Breyse D, "Measured transport in cracked concrete", In: Reinhardt HW (ed) *Rilem report 16 - penetration and permeability of concrete: Barriers to organic and contaminating liquids*, V. 16. E & FN Spon, Stuttgart, Germany, 1997, pp 265-324.
29. Breyse D, Gérard B, "Transport of fluids in cracked media", In: Reinhardt HW (ed) *Rilem report 16 - penetration and permeability of concrete: Barriers to organic and contaminating liquids*, V. 16. E & FN Spon, Stuttgart, Germany, 1997, pp. 123-154.
30. Noghabai K, "Behavior of Tie Elements of Plain and Fibrous Concrete and Varying Cross Sections", *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 2, March-April. 2000, pp. 277-84.
31. Singh SP, Mohammadi Y, Haushik SK, "Flexural fatigue analysis of steel fibrous concrete containing mixed fibers", *ACI Materials journal*, V. 102, No. 6. 2005, pp. 438 44.
32. Desmettre C, Charron JP, "Permeability of reinforced concrete with and without fibre subjected to static and constant tensile loading", submitted in *Cement and Concrete Research*. 2011.
33. Argouges M, Gagné R, "Étude des mécanismes et de la cinétique de l'autocicatrisation dans des mortiers cimentaires fissurés", *Dixième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)2B*, Cachan, France, 2009
34. Hosoda A, Komatsu S, Ahn T, Kishi T, Ikeno S, Kobayashi K, "Self healing properties with various crack widths under continuous water leakage", *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, al Ae ed., Taylor & Francis Group, London, 2009, pp. 221-7.

## CHAPITRE 9 COMPLÉMENTS MÉTHODOLOGIQUES

Ce chapitre a pour objectif de présenter quelques compléments méthodologiques sur certains résultats obtenus dans cette thèse. Dans un premier temps sont présentés des compléments d'information au sujet de la détermination du coefficient de perméabilité. Puis sont présentés des résultats de caractérisation de la fissuration par corrélation d'images; technique utilisée en marge des travaux expérimentaux principaux. Par la suite, une méthode d'estimation de la cicatrisation sous chargement constant pour le BO et le BRF est exposée. Pour finir, une méthodologie d'élaboration de critères de dimensionnement en service, à partir des résultats obtenus dans cette thèse, est proposée.

### 9.1 Détermination du coefficient de perméabilité, $K_w$

Dans ce projet de recherche, le coefficient de perméabilité a été déterminé en utilisant la loi de Darcy (Équation 9.1).

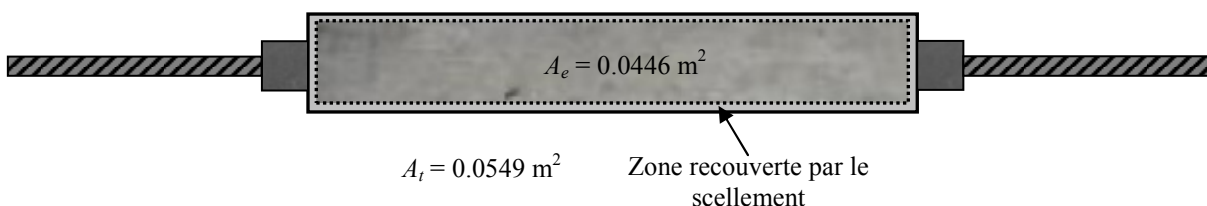
$$K_w = \frac{Q \cdot L}{A_e \cdot \Delta h} \quad (9.1)$$

où  $K_w$  : Coefficient de perméabilité à l'eau (m/s)  
 $Q$  : Débit d'eau (m<sup>3</sup>/s)  
 $A_e$  : Section transversale effective du spécimen (m<sup>2</sup>)  
 $\Delta h$  : Différence des hauteurs d'eau en amont et en aval du spécimen (m)  
 $L$  : Épaisseur du spécimen (m)

Tel que mentionné à la **section 2.1** de cette thèse, différentes conditions sont requises pour que la loi de Darcy soit valide et plusieurs d'entre-elles sont généralement vérifiées pour un écoulement d'eau à travers le béton. Cependant, les conditions d'homogénéité du milieu ainsi que le fait d'atteindre un régime d'écoulement permanent ne sont pas toujours rencontrées dans le béton. En ce qui concerne le béton non fissuré, il est communément considéré comme homogène à une échelle macroscopique (Breysse & Gérard, 1997), mais l'obtention d'un écoulement permanent peut être plus problématique. Inversement, pour ce qui est du béton macrofissuré, il est facile d'atteindre un écoulement permanent mais des questions se posent en ce qui concerne l'homogénéité du milieu. Ces deux aspects seront discutés dans les sous-sections suivantes et la méthodologie adoptée pour déterminer les coefficients de perméabilité sera justifiée.

### 9.1.1 Section d'écoulement considérée pour le calcul de $K_w$

Le tirant a une section carrée de  $90 \times 90 \text{ mm}^2$  et une longueur de 610 mm. La section longitudinale complète du tirant,  $A_t$ , est donc égale à  $54\,900 \text{ mm}^2$ , soit  $0.0549 \text{ m}^2$ . Cependant, de manière à assurer une bonne étanchéité de la cellule de perméabilité (entre les réservoirs d'aluminium et le tirant), un élastomère est positionné sur le contour des sections transversales opposées entre lesquelles a lieu l'écoulement d'eau unidirectionnel (**Figure 9.1**). Ainsi, la surface effective sur laquelle est exercée la pression d'eau, et à travers laquelle a lieu l'écoulement d'eau, correspond à une section légèrement réduite par la section recouverte par le scellement. Le coefficient de perméabilité est alors évalué à travers une section effective  $A_e$  de  $595 \times 75 \text{ mm}^2$ , soit  $0.0446 \text{ m}^2$ .



**Figure 9.1 : Aire effective pour l'écoulement d'eau,  $A_e$**

### 9.1.2 Détermination de $K_w$ à l'état non fissuré

La littérature rapporte de nombreuses valeurs de coefficients de perméabilité pour différentes matrices de béton. Le **Tableau 9.1** regroupe quelques unes de ces valeurs obtenues avec des bétons ordinaires de rapport E/C variant entre 0.3 et 0.54. Dans ce tableau, les valeurs de  $K_w$  varient de plusieurs ordres de grandeur selon les études (entre  $10^{-13} \text{ m/s}$  et  $10^{-10} \text{ m/s}$ ). Geiker et al. (1995) rapportent même que la perméabilité à l'eau des bétons non fissurés est souvent comprise entre  $10^{-16} \text{ m/s}$  et  $10^{-10} \text{ m/s}$ . Ces variations ne semblent cependant pas directement liées à des différences de rapports E/C. En effet, les exemples du **Tableau 9.1** montrent que des bétons de même rapport E/C de 0.45 présentent des valeurs de  $K_w$  variant entre  $10^{-10} \text{ m/s}$  et  $3.5 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ . Ainsi, d'autres paramètres entrent également en jeu pour expliquer ces différences : les conditions de cure, les paramètres d'essais (gradient de pression, géométrie du spécimen, etc.), la composition des bétons, etc.

**Tableau 9.1 : Valeurs de  $K_w$  du béton non fissuré pour différentes études**

Références	$K_w$ (m/s)	E/C	$f'_c$ (MPa)	Spécimen
Aldea et al. (2000)	$\approx 1 \times 10^{-10}$ m/s	0.45	41.71	Cylindre ( $\varnothing = 100$ mm, e = 50 mm)
Gérard (1996)	D30 : $1 \times 10^{-12}$ m/s D50 : $6-7 \times 10^{-13}$ m/s	D30 : 0.54 D50 : 0.3	D30 : 32 D50 : 50.3	Cylindre ( $\varnothing = 110$ mm, e = 38 mm)
Aldea et al. (2000)	$\approx 3.5 \times 10^{-11}$ m/s	0.45	36	Cylindre ( $\varnothing = 100$ mm, e = 50 mm)
Aldea et al. (1999b)	$\approx 1 \times 10^{-11}$ m/s	0.45	36	Cylindre ( $\varnothing = 100$ mm, e = 25 mm)
Yi et al. (2011)	$3.74 \times 10^{-13}$ m/s	0.54	30	Cylindre ( $\varnothing = 150$ mm, e = 50 mm)

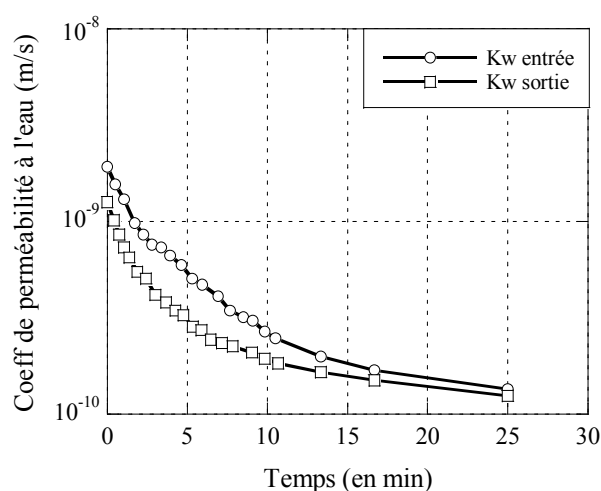
Dans la littérature, les essais de perméabilité à l'eau effectués sur des bétons non fissurés indiquent une diminution du coefficient de perméabilité dans le temps qui tend à se stabiliser après une certaine période d'essai. Dans la majorité des études, le coefficient de perméabilité est mesuré en considérant le volume d'eau entrant dans le spécimen, tandis que le volume d'eau sortant du spécimen n'est pas mesuré. La diminution du coefficient de perméabilité dans le temps est communément attribuée à la saturation des pores. La stabilisation de  $K_w$  est alors associée à l'établissement du régime d'écoulement permanent à travers le spécimen de béton. Cette valeur stabilisée de  $K_w$  est alors celle considérée comme représentative du coefficient de perméabilité de la matrice du béton.

Cependant, le phénomène de cicatrisation décrit dans la thèse et mentionné par certains auteurs (Aldea et al., 2000) peut intervenir parallèlement à la saturation des pores. Le fait de mesurer la perméabilité uniquement à partir des données en entrée du spécimen ne permet pas de dissocier l'effet de la cicatrisation et celui de la saturation des pores sur la diminution de perméabilité. Il n'est alors pas possible de déterminer le temps réellement nécessaire pour atteindre l'écoulement permanent. Les valeurs de perméabilité du béton non fissuré rapportées dans la littérature incluent donc ce phénomène de cicatrisation.

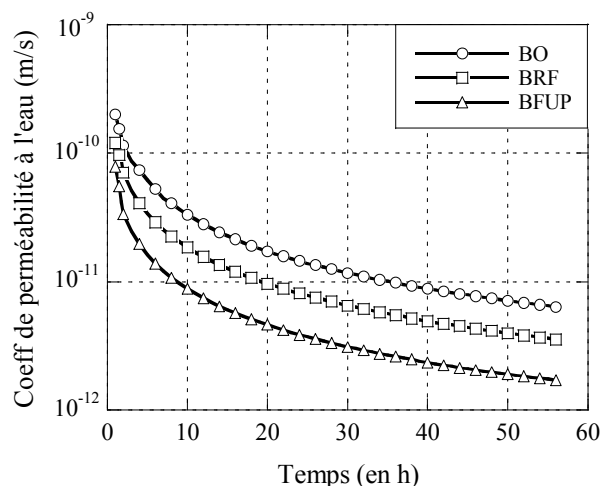
Dans le cadre de ce projet de recherche, les tirants étaient démoulés après 24 h, puis placés dans un bain d'eau saturée en chaux pour une période de 3 mois de manière à maximiser la saturation des tirants. Par la suite, des essais de perméabilité ont été effectués sur certains spécimens avant qu'ils ne soient soumis à un chargement en traction dans la presse hydraulique, afin de déterminer la perméabilité des tirants non fissurés.

Lors de ces essais, comme dans la littérature, une diminution de  $K_w$  dans le temps a été mesurée pour les 3 types de bétons étudiés (BO, BRF et BFUP) (**Figure 9.2** et **Figure 9.3**). Le dispositif de perméabilité conçu dans le cadre de ce projet de recherche a l'avantage de permettre une mesure du coefficient de perméabilité en entrée ( $K_{w\text{ entrée}}$ ) et en sortie du tirant ( $K_{w\text{ sortie}}$ ). Ainsi, au début de l'essai,  $K_{w\text{ entrée}}$  est supérieur à  $K_{w\text{ sortie}}$ , indiquant qu'une partie de l'eau qui entre dans le spécimen n'en sort pas, ce qui peut être associé à la saturation des pores du béton. Cependant, les deux valeurs se rejoignent assez rapidement (après 30 min à 1 h d'essai) (**Figure 9.2**), indiquant que l'eau qui entre dans le spécimen en sort et donc qu'un écoulement permanent a lieu à travers le tirant. La **Figure 9.2** et la **Figure 9.3** montrent néanmoins que les coefficients de perméabilité, en entrée et en sortie, diminuent dans le temps tout au long de l'essai, et ce même lorsque le régime d'écoulement permanent ( $K_{w\text{ entrée}} = K_{w\text{ sortie}}$ ) est établi (**Figure 9.3**). Cette diminution de  $K_w$  est alors probablement associée à un phénomène de cicatrisation du béton, et non à la saturation des pores.

Il a alors été choisi, dans le cadre de cette thèse, de prendre le coefficient de perméabilité de la matrice au moment où les valeurs de  $K_{w\text{ entrée}}$  et  $K_{w\text{ sortie}}$  s'égalisent. Cette méthode n'est pas parfaite, car ce coefficient de perméabilité tient forcément compte d'un effet de la cicatrisation. Elle permet néanmoins de minimiser l'effet de cicatrisation à une période de 1 h, plutôt qu'à plusieurs jours pouvant apporter une réduction significative de la perméabilité. Avec la méthode retenue, la valeur de  $K_w$  pour un tirant non fissuré en BO est de  $2 \times 10^{-10}$  m/s.



**Figure 9.2 : Évolution de  $K_{w\text{ entrée}}$  et  $K_{w\text{ sortie}}$  dans le temps pour un tirant en BO**



**Figure 9.3 : Évolution de  $K_w$  dans le temps, lorsque que  $K_{w\text{entrée}} = K_{w\text{sortie}}$**

Les comparaisons des coefficients de perméabilité de la matrice obtenus dans le cadre de ces travaux avec ceux de la littérature ne sont pas directes. Pour une comparaison plus adéquate, il faudrait considérer les valeurs obtenues après une plus longue durée d'essai, soit avec la prise en compte de la cicatrisation durant une plus longue période comme la plupart des études. Par exemple, après 50 h d'essai, le BO présente un  $K_w$  de  $6.5 \times 10^{-12}$  m/s, une valeur plus proche de celles couramment rencontrées dans la littérature pour ce type de béton. L'objectif de cette thèse n'était cependant pas de mettre l'accent sur la perméabilité du tirant à l'état non fissuré, mais de se consacrer à l'étude de la perméabilité du béton fissuré. Il serait néanmoins intéressant d'approfondir cette analyse afin de confirmer les phénomènes en jeu lors de la mesure de la perméabilité à l'état non fissuré. Par exemple, des essais similaires pourraient être réalisés avec d'autres fluides ne réagissant pas avec le béton afin de confirmer que la cicatrisation est bien le phénomène principal à l'origine de la diminution de  $K_w$  en début d'essai lorsque le régime d'écoulement permanent est atteint. De plus, afin de pouvoir comparer de manière adéquate les résultats de perméabilité de différentes études, il serait judicieux de convenir dans la communauté scientifique d'une méthode unique pour la détermination de  $K_w$  pour les bétons non fissurés.

### 9.1.3 Détermination de $K_w$ à l'état fissuré

À partir du moment où un spécimen de béton présente une ou plusieurs macrofissures, le débit d'eau à travers celui-ci est gouverné par les fissures. Entre celles-ci, dans les zones non fissurées,

le coefficient de perméabilité est beaucoup plus faible et négligeable devant la valeur apparente du coefficient de perméabilité mesurée sur l'ensemble du spécimen.

Tel que mentionné au début de cette **section 9.1**, la validité de la loi de Darcy (proportionnalité entre le débit du fluide qui traverse un milieu et le gradient de pression exercé sur celui-ci) repose, entre autre, sur l'hypothèse que le milieu considéré est homogène. Or, lorsque le béton est fissuré, la question d'homogénéité se pose.

Lorsqu'une seule fissure est présente dans le tirant, celle-ci représente une hétérogénéité dans le milieu. Tel que mentionné au chapitre 3, la loi de Poiseuille, modifiée par un facteur de rugosité  $\zeta < 1$  afin de considérer les irrégularités des fissures, permet de décrire l'écoulement d'eau à travers une fissure dans le béton. Cette loi modifiée relie un débit d'eau, associé à un certain gradient de pression, à une ouverture de fissure effective. Elle permet alors de rendre compte des particularités géométriques d'une fissure (rugosité, longueur, branches de fissures, etc.) sur l'écoulement d'eau à travers celle-ci. La loi de Poiseuille peut, entre autre, être utilisée pour comparer la durabilité de différents types de bétons (par exemple bétons non fibrés versus bétons fibrés), en montrant qu'une même ouverture de fissure en surface peut résulter en des écoulements différents. Cependant, malgré les avantages que l'utilisation de cette loi peut amener, elle ne comprend pas la notion de coefficient de perméabilité et ne permet alors pas de donner un indice de la perméabilité apparente du béton fissuré.

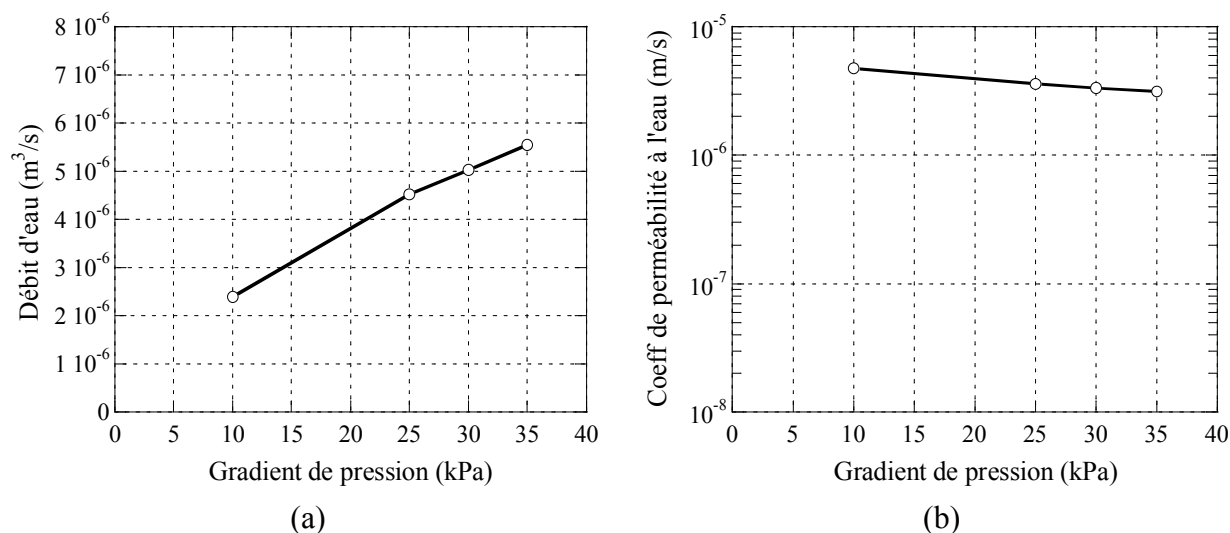
Étant donné la limite de validité de la loi de Darcy pour un béton présentant une seule macrofissure, certains auteurs (Edvardsen, 1999; Lawler et al., 2002) ont alors choisi de présenter les résultats d'écoulement d'eau en termes de débit d'eau mesuré. Ce débit reste néanmoins dépendant du gradient de pression exercé et de la géométrie des spécimens étudiés, ce qui empêche la comparaison quantitative des débits obtenus avec ceux de d'autres études utilisant des gradients de pression différents. Afin de permettre une comparaison quantitative (au moins partielle), il est intéressant d'opter pour une présentation uniforme des résultats de perméabilité dans la littérature. Ne disposant pas de meilleur outil, l'utilisation de la loi de Darcy, bien que pas parfaitement adaptée pour l'évaluation de la perméabilité d'un béton comprenant une seule fissure, est alors intéressante et pleinement justifiée. En effet, elle permet d'exprimer les débits mesurés en fonction de la géométrie du spécimen et du gradient de pression exercé. De nombreux chercheurs (Aldea et al., 2000; Charron et al., 2007; Gérard et al., 1996; Picandet et al., 2009;



Rapoport et al., 2002) travaillant sur la perméabilité à travers une seule fissure dans le béton ont ainsi décidé d'utiliser cette loi comme indice de perméabilité. Pour l'ensemble des raisons évoquées précédemment, il a été choisi d'utiliser la loi de Darcy pour présenter les résultats de perméabilité à l'état fissuré de ce projet de recherche.

La problématique de validité de la loi de Darcy a été discutée ci-dessus pour le cas où une seule fissure est formée dans le béton. Cependant, lors de la sollicitation en traction statique des tirants, d'autres macrofissures se forment très rapidement après l'apparition de la première macrofissure. De plus, les essais de perméabilité sous chargements constant et cyclique sont menés à des niveaux de contrainte moyenne dans l'armature pour lesquels plusieurs macrofissures sont déjà formées dans le tirant. Les tirants étudiés présentent alors des fissures uniformément réparties et peuvent alors être considérés comme homogènes à une plus grande échelle (Breysse & Gérard, 1997). La loi de Darcy s'approche alors de son domaine de validité à mesure que le nombre de fissures dans le tirant augmente.

Afin d'étudier expérimentalement les limites de validité de la loi de Darcy pour les tirants fissurés, des essais de perméabilité effectués simultanément au chargement en traction statique des tirants ont été réalisés pour 3 niveaux de pressions (25, 50 et 100 kPa). Les résultats, décrits au chapitre 6 de cette thèse, indiquent qu'il n'y a pas d'influence significative du gradient de pression sur les valeurs du coefficient de perméabilité pour ces gammes de pression. Par la suite, un essai complémentaire a été réalisé sur un spécimen fissuré puis déchargé. Pour cet essai, le débit d'eau et le coefficient de perméabilité pour un même état de fissuration du tirant ont été évalués sous différents gradients de pression variant de 10 à 35 kPa (**Figure 9.4**). Une variation du gradient de pression de 10 kPa à 35 kPa a résulté en une variation du coefficient de perméabilité de  $4.8 \times 10^{-6}$  m/s à  $3.2 \times 10^{-6}$  m/s, ce qui reste dans le même ordre de grandeur. Pour des mesures de perméabilité, une telle différence est souvent considérée comme faible, voire négligeable. Tel qu'attendu, la validité de la loi de Darcy pour les tirants fissurés étudiés n'est pas parfaite. Cependant, au vue des résultats ici présentés, et ne disposant pas d'outil plus adéquat pour donner un indice de perméabilité, l'utilisation de cette loi est jugée satisfaisante pour présenter des coefficients de perméabilité apparents des tirants fissurés.



**Figure 9.4 : Influence du gradient de pression sur les résultats de perméabilité**

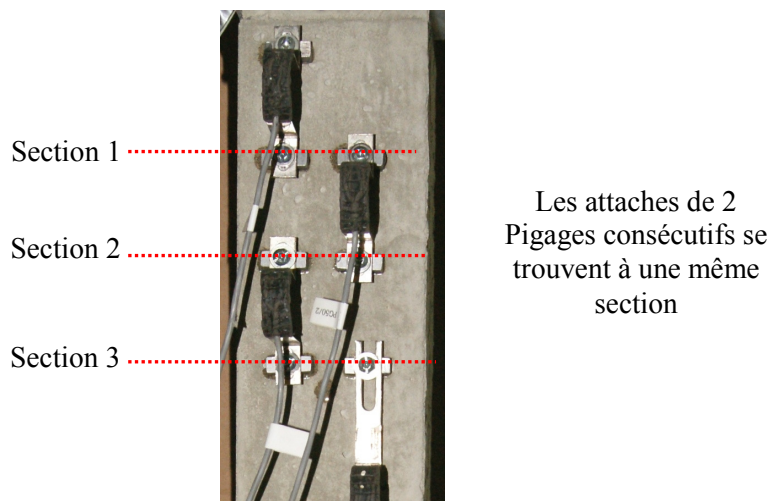
(a) sur le débit et (b) sur le coefficient de perméabilité à l'eau

Finalement, il est important de mentionner qu'à partir du moment où une macrofissure se forme au sein des tirants étudiés, le coefficient de perméabilité mesuré en entrée devient directement égal à celui mesuré en sortie (cf. **Figure 6.6**, chapitre 6), indiquant l'établissement d'un régime d'écoulement permanent. Les mesures de perméabilité présentées dans cette thèse ont donc toutes été déterminées avec un écoulement permanent à travers le tirant.

## 9.2 Caractérisation de la fissuration par corrélation d'images

Lors de ce projet de recherche, la fissuration des spécimens a été caractérisée grâce à l'utilisation de capteurs Pi. Ces capteurs étaient placés en quinconce (**Figure 9.5**) sur deux faces opposées du tirant de manière à couvrir toute sa longueur. Cette technique de caractérisation a été possible du fait que l'espacement entre les fissures était plus important que la longueur de mesure couverte par un capteur. Cette technique a alors permis de caractériser adéquatement les ouvertures des macrofissures qui se créaient au sein du tirant lorsqu'il était chargé en traction.

Ces capteurs fournissent une valeur ponctuelle de l'ouverture de fissure, à l'endroit où ils sont positionnés. Cependant, les fissures qui se forment au sein du tirant, bien que traversantes, ne présentent pas nécessairement une ouverture uniforme sur toute la section du tirant, elle varie sur les quatre faces du tirant. La caractérisation complète de la fissuration est donc complexe.

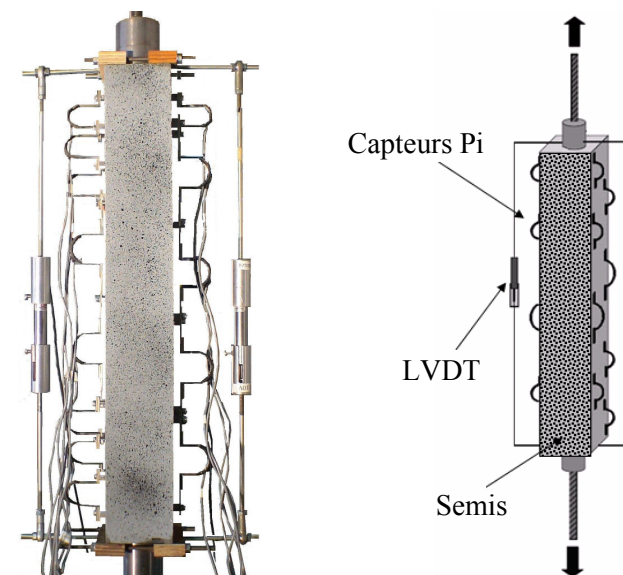


**Figure 9.5 : Positionnement de Pigages consécutifs**

L'analyse par corrélation d'images constitue une technique avancée pour caractériser la fissuration. Celle-ci présente plusieurs avantages, notamment de pouvoir capter de manière complète le patron de fissuration (variation d'ouverture de fissures en surface, plusieurs branches de fissures, etc.) ainsi que les différentes déformations qui peuvent avoir lieu dans un spécimen.

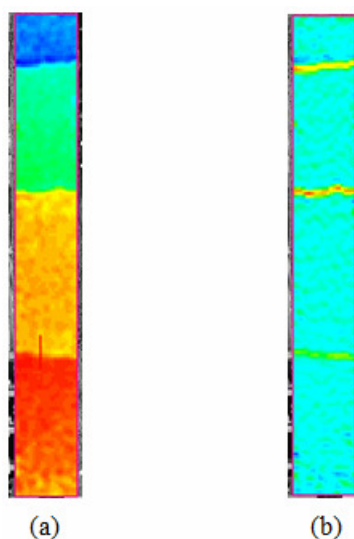
Bien que cette technique soit difficilement utilisable pour caractériser la fissuration d'un tirant simultanément à un essai de perméabilité, elle a été testée à titre expérimental dans le cadre de ce projet. Pour ce faire, deux faces opposées d'un tirant étaient dédiées à une analyse d'images alors que les 2 faces restantes étaient recouvertes de capteurs Pi. Préalablement à la sollicitation du tirant, les deux faces devant être analysées par corrélation d'images étaient peintes en gris puis recouvertes d'un semis noir fin et non uniforme (**Figure 9.6**). Au cours de l'essai, des photos de ces faces étaient prises régulièrement en s'assurant de la bonne stabilité des appareils photos et de leur bon alignement avec le tirant. Les images consécutives du tirant au cours du chargement en traction ont ensuite été analysées à l'aide du logiciel Icasoft.

Bien que la technique d'analyse par corrélation d'images ait été testée à titre expérimental lors de ce projet et n'ait pas servi pour établir des corrélations entre les résultats de perméabilité et l'état de fissuration des tirants, elle a cependant permis d'évaluer les variations d'ouverture de fissures pouvant avoir lieu sur une même face d'un tirant. Cette donnée est intéressante pour sensibiliser le lecteur à la difficulté de corréler des résultats de perméabilité à un état de fissuration. Un exemple est fourni ci-dessous pour illustrer ces propos.



**Figure 9.6 : Caractérisation de la fissuration par corrélation d'image**

Avec la technique d'analyse d'images, l'ouverture de fissure est obtenue grâce à une discontinuité dans le déplacement selon l'axe vertical. Cette discontinuité correspond aux changements nets de couleur sur la **Figure 9.7a** pour laquelle 3 fissures se distinguent. Le logiciel permet également d'obtenir les déformations au sein du spécimen (**Figure 9.7b**).



**Figure 9.7 : Caractérisation de la fissuration par analyse d'images**

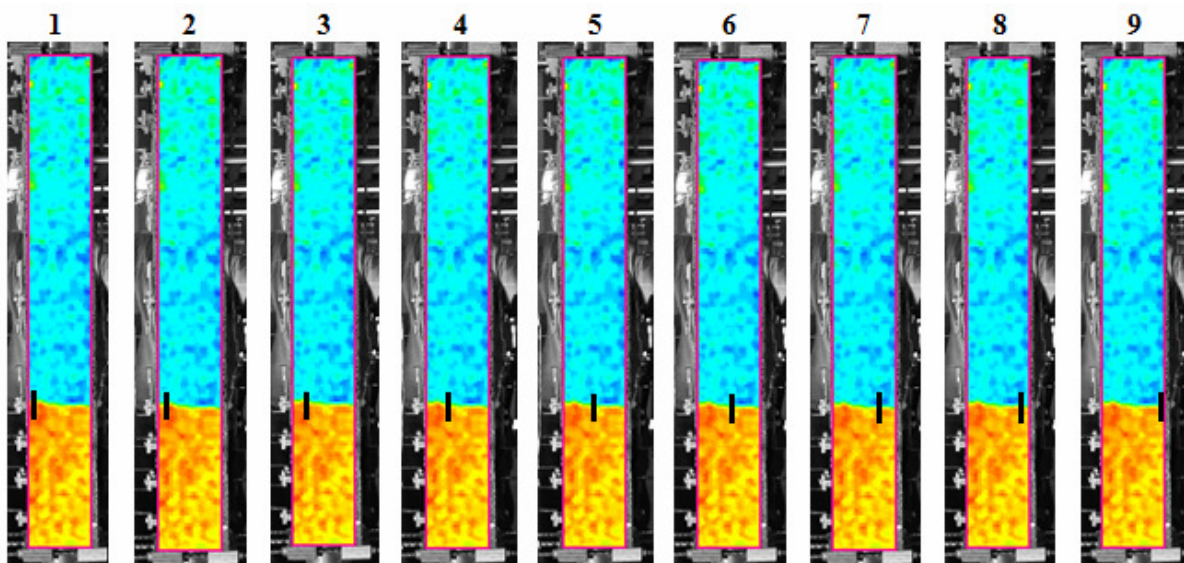
(a) Analyse des ouvertures de fissure, (b) Analyse des déformations selon l'axe vertical

Pour illustrer la variation d'ouverture de fissure, l'ouverture d'une fissure a été mesurée à 9 endroits sur une même face en utilisant la mesure des déplacements selon l'axe vertical (position

du trait noir sur la **Figure 9.8**). Les résultats d'ouvertures de fissures en ces 9 points sont regroupés au **Tableau 9.2** et le profil de la fissure est représenté à la **Figure 9.9**. Pour illustrer la variation de la perméabilité qu'une telle variation d'ouverture de fissure peut amener, le débit à travers une fissure idéale de même ouverture (c'est-à-dire sans considérer la réduction du débit apportée entre autre par la rugosité du béton) a été calculé dans le **Tableau 9.2** en utilisant l'équation de Poiseuille (**Équation 9.2**). Dans cet exemple, l'ouverture de fissure minimum ( $w_{min} = 0.257$  mm) sur la section est égale à 70.2 % de l'ouverture maximum ( $w_{max} = 0.366$  mm). L'impact de l'ouverture de fissure minimum en termes de débit est néanmoins beaucoup plus marqué, puisque le débit correspondant à une ouverture de fissure de 0.257 mm correspond environ à 35 % du débit correspondant à l'ouverture maximale.

$$q_0 = \frac{\Delta p \cdot b \cdot w^3}{12 \cdot \eta \cdot d} \quad (9.2)$$

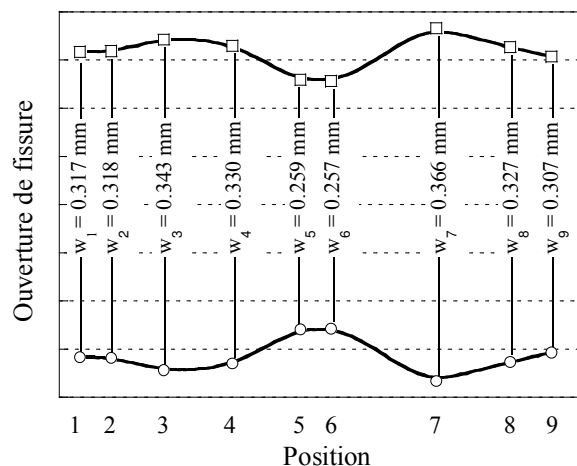
Avec	$q_0$	l'écoulement d'eau au travers d'une fissure lisse idéale (m <sup>3</sup> /s)
	$\Delta p$	la différence de pression entre l'intérieur et l'extérieur de la fissure (N/m <sup>2</sup> )
	$b$	la longueur de la fissure (m) : celle visible à la surface de la structure
	$w$	l'ouverture de fissure (m)
	$d$	la longueur du chemin d'écoulement (m) : correspond à la largeur du spécimen de béton, les fissures étant traversantes
	$\eta$	la viscosité absolue (N.s/m <sup>2</sup> )



**Figure 9.8 : Positions (trait noir) de la mesure de l'ouverture de fissure par corrélation d'image**

**Tableau 9.2 : Variation d'ouverture de fissures et du débit, correspondant aux points de mesures repérés à la Figure 9.8**

Point	$w$ (en mm)	% $w_{max}$	$Q_{poiseuille}$ (m <sup>3</sup> /s)	% $Q_{max}$
1	0.317	<b>87</b>	1.33E-04	<b>65</b>
2	0.318	<b>87</b>	1.34E-04	<b>66</b>
3	0.343	<b>94</b>	1.68E-04	<b>82</b>
4	0.33	<b>90</b>	1.50E-04	<b>73</b>
5	0.259	<b>71</b>	7.24E-05	<b>35</b>
6	0.257	<b>70</b>	7.07E-05	<b>35</b>
7	0.366	<b>100</b>	2.04E-04	<b>100</b>
8	0.327	<b>89</b>	1.46E-04	<b>71</b>
9	0.307	<b>84</b>	1.21E-04	<b>59</b>



**Figure 9.9 : Profil de la fissure étudiée**

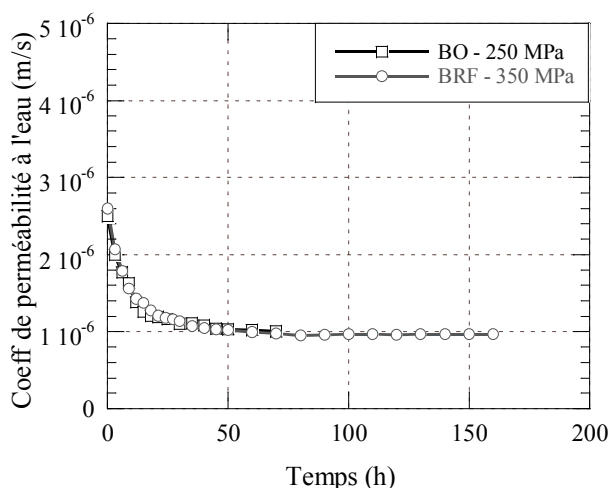
L'exemple ci-dessus permet de montrer que l'ouverture de fissure varie sur une même face d'un tirant. Ce résultat, bien que non illustré ici, est également valable pour les 4 faces du tirant. Or il apparaît qu'une variation de la fissuration, même minime, a un impact non négligeable sur la perméabilité. Ceci montre les limites dans la corrélation entre des résultats de perméabilité et une ouverture de fissure ponctuelle.

### 9.3 Estimation de la cicatrisation sous chargement constant

Dans le cadre du troisième programme expérimental de la thèse, des essais de perméabilité ont été effectués à un niveau de contrainte constante dans l'armature pendant 7 jours. Ces essais avaient pour

objectif d'évaluer la capacité de cicatrization des BO et BRF. Les résultats obtenus ont montré que la cicatrization est d'autant plus rapide que le coefficient de perméabilité initial avant cicatrization ( $K_i$ ) est faible. Ce résultat a été systématiquement retrouvé quelque soit le type de béton étudié. Il s'explique par le fait qu'une valeur de  $K_i$  plus faible est reliée à la présence de fissures plus fines. Or, tel que mentionné dans le chapitre 4, les fissures plus fines cicatrisent plus vite.

Les résultats ont également démontré que la cicatrization est semblable pour un tirant en BO et en BRF présentant le même coefficient de perméabilité initial, bien qu'il faille charger le tirant en BRF à une contrainte dans l'armature plus élevée pour obtenir cette condition (**Figure 9.10**). Cette tendance est conforme aux données de la littérature présentées au chapitre 4 qui indiquent que le rapport E/C ne semble pas influencer la capacité de cicatrization pour les bétons ordinaires âgés de plus de 28 jours. Cette remarque ne s'applique pas aux bétons matures contenant une grande quantité de ciment anhydre tels que les BFUP.

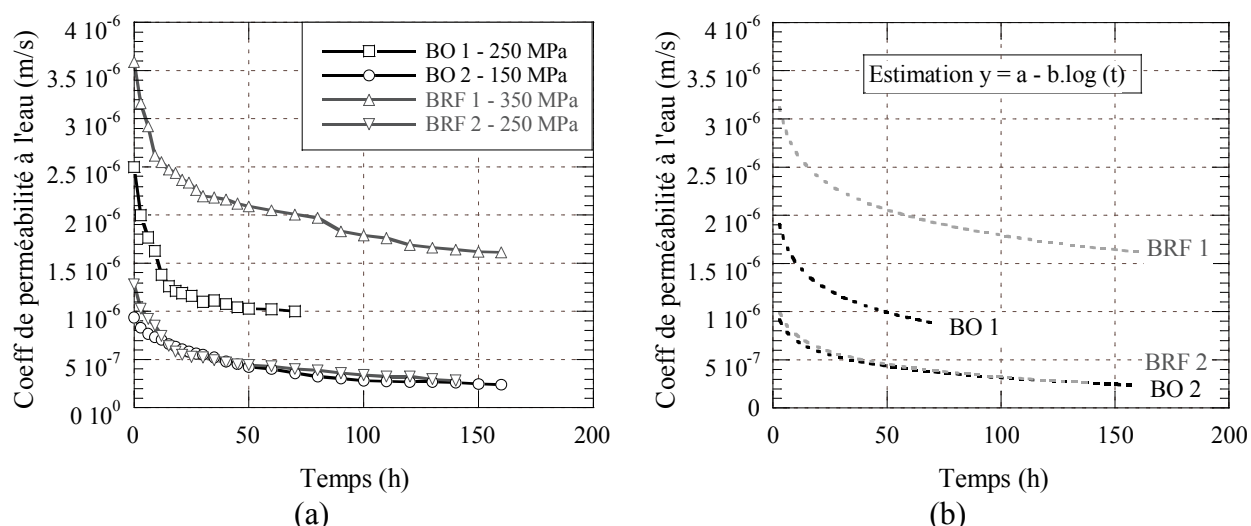


**Figure 9.10 : Évolution de la perméabilité sous chargement constant pour un BO et un BRF ayant la même perméabilité initiale**

Au vue des résultats de cicatrization sous chargement constant obtenus aux cours de ce projet, un paramètre principal contrôlant la cinétique de cicatrization semble être la valeur du coefficient de perméabilité initial  $K_i$ . Connaissant cette valeur, il était possible d'entrevoir globalement la cinétique de cicatrization. L'hypothèse qu'une équation reproduise la cicatrization à partir de la seule valeur de  $K_i$  a alors été posée. Cette équation permettrait de déduire la cinétique de

cicatrisation attendue, quelque soit la perméabilité du tirant, sans avoir besoin de couvrir expérimentalement toutes les gammes de perméabilité.

À partir de  $t = 3 \text{ h}$ , toutes les courbes de perméabilité pouvaient être représentées par une équation de tendance logarithmique, de la forme  $y = a - b \cdot \log(t)$ . Les équations de courbe de tendances obtenues pour certains des essais effectués à différents niveaux de perméabilité (**Figure 9.11**) sont regroupées au **Tableau 9.3**. Toutes les courbes de perméabilité sous chargement constant obtenues dans ce projet ont montré un coefficient de détermination  $R$  supérieur à 0.95 sur les estimations de la forme  $y = a - b \cdot \log(t)$ .



**Figure 9.11 : Évolution de la perméabilité sous chargement constant à différents niveaux de perméabilité initiale**

(a) courbes expérimentales, (b) courbes de tendance

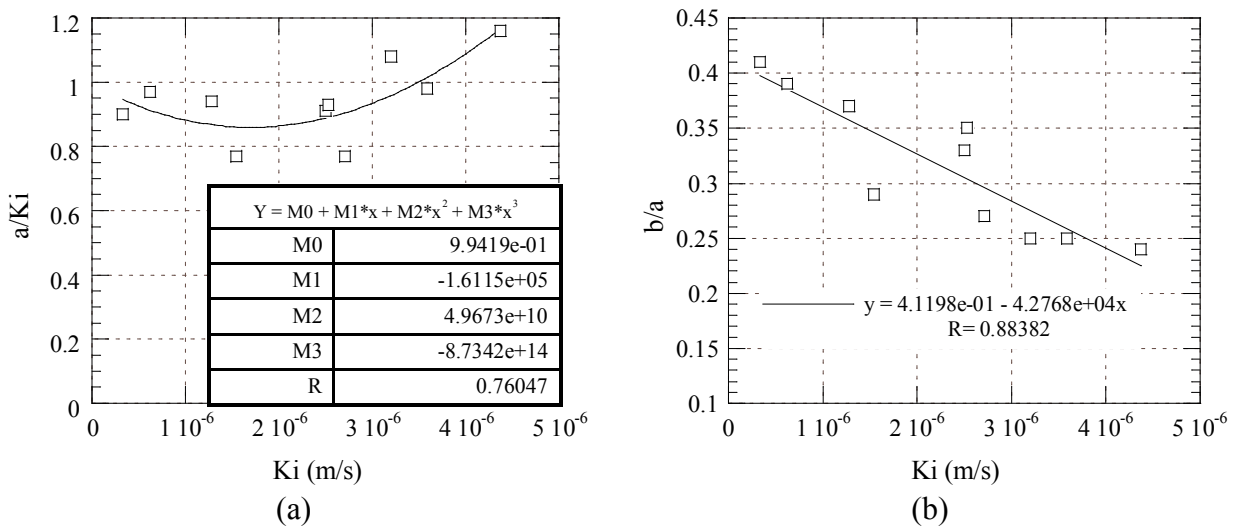
**Tableau 9.3 : Équations des courbes de tendance de la Figure 9.11b**

Essai	Équation de la courbe de tendance	Coefficient de détermination
BO1	$K = 2.2663 \times 10^{-6} - 7.4928 \times 10^{-7} \cdot \log(t)$	$R = 0.9627$
BO2	$K = 1.0999 \times 10^{-6} - 3.9292 \times 10^{-7} \cdot \log(t)$	$R = 0.9892$
BRF1	$K = 3.5325 \times 10^{-6} - 8.6855 \times 10^{-7} \cdot \log(t)$	$R = 0.9944$
BRF2	$K = 1.2043 \times 10^{-6} - 4.4070 \times 10^{-7} \cdot \log(t)$	$R = 0.9820$

N'ayant pas effectué d'étude paramétrique sur l'influence des conditions d'essais sur les résultats de cicatrisation, il n'était pas possible d'exprimer les paramètres  $a$  et  $b$  des courbes de tendance à



partir des paramètres d'essais (gradient de pression, température, etc). Néanmoins, les courbes de tendances ont fait ressortir un lien entre  $K_i$  et les paramètres  $a$  et  $b$ . Plus la valeur de  $K_i$  était élevée, plus les paramètres  $a$  et  $b$  l'étaient. De plus, les paramètres  $a$  et  $b$  semblaient liés. Le lien existant entre les paramètres  $a$ ,  $b$  et  $K_i$ , pour nos conditions d'essais, a alors été étudié (**Figure 9.12**). Ces corrélations ont ensuite été utilisées afin d'établir une équation générale (**Équation 9.3**) permettant d'estimer la capacité de cicatrization, sous les conditions d'essais testées, connaissant le coefficient de perméabilité initial. Cette équation a été validée par des essais expérimentaux supplémentaires. Pour l'ensemble des essais, l'écart moyen entre l'estimation de l'**Équation 9.3** et les courbes expérimentales est de 6 %, avec des écarts minimum et maximum respectivement de 2 % et 12 %.



**Figure 9.12 : Corrélation entre  $K_i$  et les paramètres  $a$  et  $b$  de l'équation  $y = a - b \cdot \log(t)$**

(a) Valeurs de  $a/K_i$  et (b) Valeurs de  $a/b$ , en fonction de  $K_i$

$$K(t > 3h) = [K_i \cdot (a_3 \cdot t^3 + a_2 \cdot t^2 + a_1 \cdot t + a_0)] \cdot [1 - (b_0 - b_1 \cdot K_i) \cdot \log(t)] \quad (9.3)$$

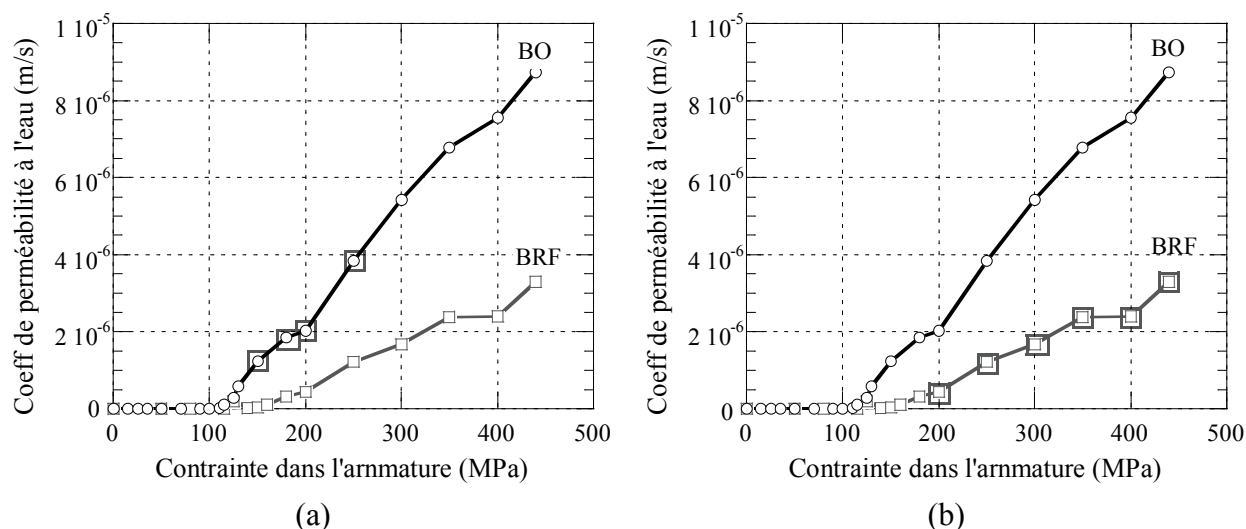
où

$$\begin{aligned} a_0 &= 9.9419 \times 10^{-1} & a_3 &= -8.7342 \times 10^{14} \\ a_1 &= -1.6115 \times 10^5 & b_0 &= 4.1198 \times 10^{-1} \\ a_2 &= 4.9673 \times 10^{10} & b_1 &= -4.2768 \times 10^4 \end{aligned}$$

Les essais expérimentaux ayant permis d'établir l'**Équation 9.3** ont été effectués pour des coefficients de perméabilité variant entre  $3.3 \times 10^{-7}$  m/s et  $4.4 \times 10^{-6}$  m/s. Il serait intéressant d'effectuer des essais complémentaires de perméabilité sous chargement constant à d'autres

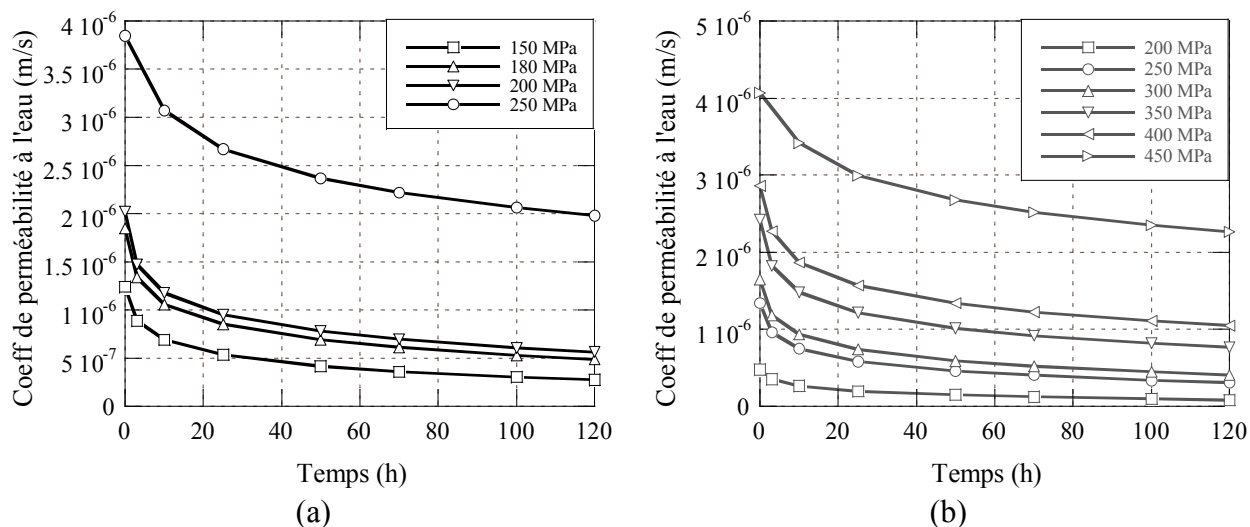
niveaux de perméabilité pour vérifier la performance de l'équation. Pour le moment, les estimations de perméabilité à partir du coefficient de perméabilité initial utilisées dans cette section ne seront effectuées que pour la gamme de perméabilité allant de  $3.3 \times 10^{-7}$  m/s à  $4.4 \times 10^{-6}$  m/s.

L'Équation 9.3 a été utilisée pour estimer la capacité de cicatrisation des tirants en BO et en BRF, à différents niveaux de contrainte dans l'armature, en se basant sur les courbes moyennes de perméabilité obtenues lors du chargement statique des tirants (deuxième programme expérimental). Ces courbes moyennes sont présentées en échelle linéaire à la Figure 9.13. Les différents points de la courbe de perméabilité statique (associées à des niveaux de contrainte dans l'armature différents) pour lesquels la cicatrisation a été estimée sont encadrés sur les Figure 9.13a et Figure 9.13b. Les estimations de cicatrisation sont présentées en valeurs absolues (coefficient de perméabilité) à la Figure 9.14 et en valeurs relatives (coefficient de perméabilité relatif, exprimé en % de  $K_i$ ) à la Figure 9.15.



**Figure 9.13 : Évolution moyenne de la perméabilité sous chargement statique**

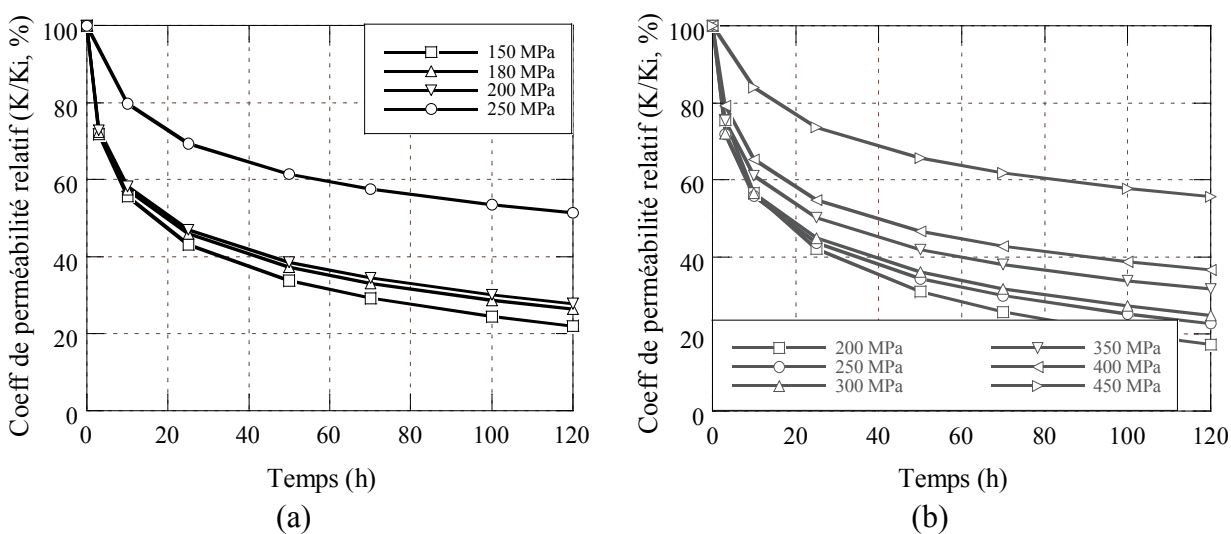
Repérage des points pour lesquels la cicatrisation a été estimée (a) pour le BO (b) pour le BRF



**Figure 9.14 : Estimation de l'évolution du coefficient de perméabilité sous différents**

**niveaux de contrainte constante**

(a) pour le BO (b) pour le BRF



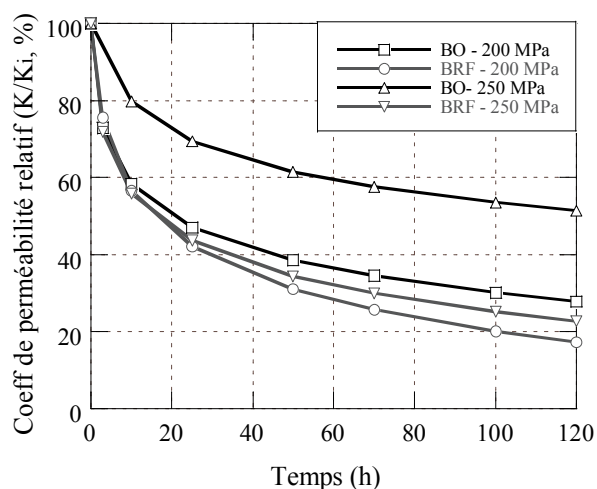
**Figure 9.15 : Estimation de l'évolution du coefficient de perméabilité relatif sous différents**

**niveaux de contrainte constante**

(a) pour le BO (b) pour le BRF

Tout comme les résultats expérimentaux de perméabilité sous chargement constant, l'estimation de la cicatrization avec l'Équation 9.3 pour les différents niveaux de perméabilité illustre la plus grande capacité de cicatrization du BRF par rapport au BO pour un niveau de chargement

équivalent. Ce résultat est illustré à la **Figure 9.16** pour les essais de perméabilité sous contraintes constantes dans la barre d'armature égales à 200 MPa et 250 MPa.



**Figure 9.16 : Capacité de cicatrison pour le BO et le BRF à 200 MPa et 250 MPa**

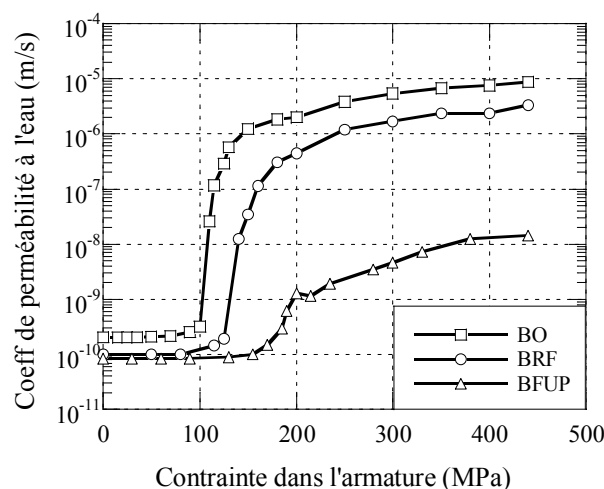
La méthodologie présente un intérêt pour évaluer numériquement la réduction de la perméabilité causée par l'autocicatrisation sous des conditions d'essais particulières. Elle devra néanmoins être validée pour une gamme plus large de perméabilité des tirants. De plus, l'utilisation des équations d'estimations présentées dans cette section sont limitées aux conditions expérimentales propres à cette étude (présence d'un gradient de pression, température fixe, géométrie particulière des tirants, etc.). L'environnement de cicatrison naturelle des structures en béton armé ne comprend que très rarement la présence d'un fort gradient de pression, excepté pour des structures telles que des réservoirs ou des barrages. De plus, les conditions environnementales sont variables, par exemple les conditions de température et d'humidité changent constamment. Un travail considérable reste alors à faire afin d'évaluer l'impact des différents paramètres d'essais sur les mécanismes et la cinétique de cicatrison pour ensuite réaliser des calculs prédictifs de cicatrison avec des conditions d'exposition représentatives de différents types de structures.

#### **9.4 Méthodologie pour la détermination de critères de dimensionnement en service**

Des essais de perméabilité effectués simultanément à un chargement statique en traction uniaxiale ont été réalisés sur des tirants de 3 gammes de performance de bétons (un béton ordinaire (BO), un béton renforcé de fibres (BRF) et un béton fibré ultra performant (BFUP)).

Ces essais ont permis d'obtenir l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte moyenne dans l'armature. Les résultats obtenus pour le BO et le BRF ont été présentés au chapitre 7 de cette thèse. La **Figure 9.17** regroupe les courbes moyennes obtenues pour ces deux types de bétons ainsi que celle obtenue lors du même type d'essai pour le BFUP. Ces résultats démontrent clairement que l'ajout de fibres permet une réduction significative de la perméabilité à l'eau des tirants fissurés. Ceci est principalement dû à la finesse et la rugosité des fissures qui se développent en présence de fibres.

Ainsi, à un même niveau de contrainte dans l'armature, le BFUP a une durabilité prolongée par rapport au BRF, qui est, lui même, plus durable que le BO. Les bétons fibrés sont ainsi particulièrement adaptés pour concevoir des structures durables. Pour le dimensionnement identique d'un élément de structure (même section et renforcement), l'utilisation de BRF ou BFUP à la place de BO permet d'augmenter la capacité portante et de réduire la perméabilité en condition fissurée de l'élément. Néanmoins, dans le cas où la durabilité fournie par l'élément en BO est adéquate, l'utilisation des bétons fibrés permet d'en optimiser le dimensionnement. Par exemple, la quantité d'armatures requise pour atteindre le même niveau de durabilité peut être réduit. Afin de pouvoir utiliser ces bétons fibrés à leur plein potentiel, il est nécessaire que les ingénieurs aient à leur disposition des outils de dimensionnement en service adaptés à ces gammes de bétons.



**Figure 9.17 : Évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature**

À ce jour, les critères de dimensionnement en service proposés dans la plupart des codes de constructions, notamment en Amérique de Nord, sont souvent reliés à des ouvertures de fissure à ne pas dépasser. Ces ouvertures de fissures critiques sont calculées à partir de formules prenant compte de l'épaisseur de recouvrement, de l'espacement des armatures, etc. Cependant, ces formules sont empiriques, imprécises et ne sont pas adaptées aux bétons renforcés de fibres qui présentent des patrons de fissuration différents de ceux obtenus avec du béton ordinaire.

Les résultats obtenus dans ce projet peuvent être exploités pour formuler des critères de dimensionnement adaptés aux bétons renforcés de fibres. Ces critères de dimensionnement peuvent être proposés sous la forme de contrainte admissible à ne pas dépasser dans les armatures. Cette approche a été adoptée dans certains codes de constructions européens (BAEL, 1999; SIA, 2004). Elle présente l'avantage d'avoir un côté plus pratique pour l'ingénieur que l'approche des ouvertures de fissures critiques, puisque celui-ci connaît précisément le niveau de contrainte moyenne dans les armatures en service. La méthodologie proposée ici peut être divisée en plusieurs étapes.

ÉTAPE 1 : considérer les ouvertures de fissures critiques proposées dans les codes de construction, selon les niveaux d'exposition.

ÉTAPE 2 : à partir des essais de caractérisation de la fissuration, déterminer les contraintes moyennes dans l'armature associées à ces ouvertures de fissures critiques, pour le BO.

ÉTAPE 3 : à partir des essais de perméabilité effectués sur les tirants en BO, déterminer les valeurs du coefficient de perméabilité associé à ces valeurs de contrainte, fixant ainsi 3 valeurs seuils de perméabilité correspondant aux différents niveaux d'exposition.

ÉTAPE 4 : à partir des essais de perméabilité effectués sur les tirants en BRF et BFUP, déterminer les valeurs de contrainte associées à ces niveaux de perméabilité.

Ces 4 étapes sont détaillées dans ce qui suit. Les ouvertures de fissures critiques proposées dans différents codes de construction sont regroupées dans le **Tableau 9.4**. Ces ouvertures varient entre 0.2 et 0.4 mm. Il a alors été choisi d'élaborer ici les critères de dimensionnement en se basant sur des ouvertures de fissures de 0.2, 0.3 et 0.4 mm correspondant aux 3 niveaux d'exposition (ÉTAPE 1). La même démarche peut être suivie pour les ouvertures de fissures spécifiques de chaque code.

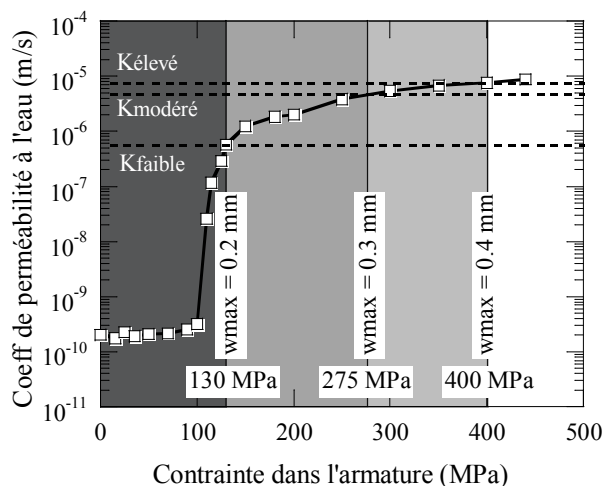
Lors des essais de caractérisation de la fissuration effectués sur du BO, les ouvertures de fissures maximum de 0.2, 0.3 et 0.4 mm ont été obtenues respectivement pour des contraintes dans l'armature de 130, 275 et 400 MPa (**Figure 9.18**). La première zone, en gris foncé, à l'extrémité gauche de la **Figure 9.18**, correspond à la zone de fissure de 0 à 0.2 mm. La deuxième zone, en gris mi-foncé, correspond à la zone de fissure de 0.2 à 0.3 mm. La troisième zone, en gris clair, correspond à la zone de fissure de 0.3 à 0.4 mm. Pour finir, la quatrième et dernière zone, en blanc, est associée à des ouvertures de fissure supérieures à 0.4 mm. Ces contraintes représentent donc les contraintes admissibles à ne pas dépasser dans les armatures afin d'assurer une bonne durabilité de la structure selon la sévérité de l'exposition (ÉTAPE 2).

**Tableau 9.4 : Ouverture de fissure limite en service dans différents codes de construction**

Code/Norme	Ouverture de fissure limite (mm)		
	Fissuration très préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu préjudiciable
(Eurocode2, 2005)	0.3	0.3	0.4
(A-NF, 2007) Annexes nationales française	0.2	0.3	0.4
(CSA, 2004)	0.33	0.33	0.4
(CSA, 2006)	0.25	0.25	0.35
(BS, 1997)	0.3	0.3	

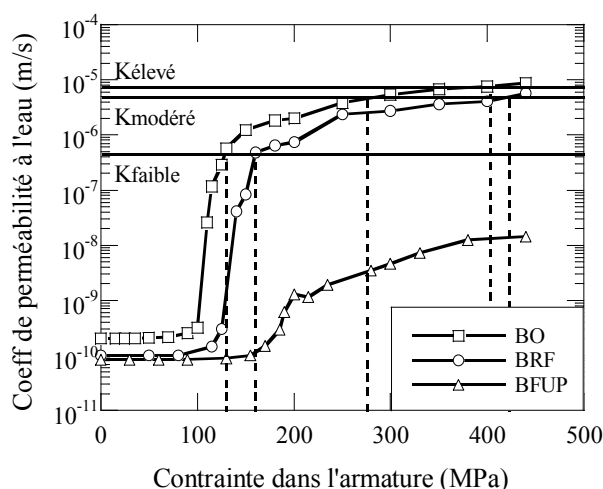
Les coefficients de perméabilité associés à ces 3 niveaux de contrainte correspondent alors aux valeurs critiques à ne pas dépasser pour assurer une bonne durabilité de la structure, déterminant ainsi 3 valeurs critiques de perméabilité (faible, modérée et élevée) (ÉTAPE 3).

En se basant sur la courbe moyenne de perméabilité obtenue pour le BO lors de ce projet, ces trois niveaux correspondent respectivement à des coefficients de perméabilité  $K_{faible} = 5.4 \times 10^{-7}$  m/s,  $K_{modéré} = 4.7 \times 10^{-6}$  m/s et  $K_{élevé} = 7.3 \times 10^{-6}$  m/s (**Figure 9.18**). Les ouvertures maximales repérées sur cette figure sont les maximums des ouvertures de fissure associés aux niveaux de contrainte correspondants. Ces niveaux de contrainte devraient alors être associés aux niveaux de perméabilité maximums correspondants. Afin de demeurer conservateur dans les critères de conception, la courbe de perméabilité moyenne a été utilisée. De fait, les valeurs seuils de perméabilité considérées sont plus faibles.



**Figure 9.18 : Détermination des niveaux de perméabilité critiques pour le BO**

En utilisant ces niveaux de perméabilité comme critère de dimensionnement, il est possible de déterminer les contraintes admissibles à ne pas dépasser dans l'armature pour le BRF ainsi que pour le BFUP (ÉTAPE 4). La **Figure 9.19** illustre cette étape, en se basant sur les courbes maximales pour les bétons fibrés, c'est-à-dire sur la plus grande valeur de perméabilité mesurée sur l'ensemble des essais. Le fait de considérer les courbes maximales plutôt que les courbes moyennes est plus sécuritaire. Les valeurs des contraintes admissibles pour les différents bétons sont regroupées dans le **Tableau 9.5**.



**Figure 9.19 : Détermination des contraintes admissibles pour les bétons à l'étude**



**Tableau 9.5 : Contrainte admissible en service pour les différents bétons à l'étude, pour une armature N°10**

Niveau d'exposition	BO	BRF	BFUP
Fissuration très préjudiciable ( $K_{faible}$ )	130 MPa	160 MPa	$F_y$
Fissuration préjudiciable ( $K_{modéré}$ )	275 MPa	420 MPa	$F_y$
Fissuration peu préjudiciable ( $K_{élevé}$ )	400 MPa	$F_y$	$F_y$

Il est intéressant de noter que les valeurs de contrainte admissible obtenues pour le BO à partir des essais de perméabilité sous chargement statique effectués dans le cadre de cette thèse, et présentées au **Tableau 9.5**, sont cohérentes avec les valeurs proposées dans différents codes de construction. En effet, pour une ouverture de fissure de 0.3 mm, ouverture critique proposée dans de nombreux codes de construction pour le cas d'une fissuration préjudiciable (**Tableau 9.4**), la contrainte admissible obtenue avec la démarche proposée ci-dessus est de 275 MPa. Les tables proposées dans l'Eurocode (Eurocode2, 2005) ainsi que dans les Annexes nationales françaises (A-NF, 2007) donnent, en considérant une barre d'armature de diamètre 11.3 mm (M10 utilisée dans cette thèse), une contrainte admissible de 300 MPa. Lorsque cette contrainte admissible est déterminée à partir de formules proposées dans les précédents codes, qui permettent d'insérer les paramètres géométriques de l'élément considéré, ici le tirant, celle-ci devient égale à 260 MPa. Dans la norme canadienne (CSA, 2004), la contrainte admissible obtenue à partir de formules adaptées à la section étudiée, est de 300 MPa, pour une ouverture de fissure critique de 0.33 mm. Le code suisse (SIA, 2004), quant à lui, donne directement une contrainte admissible selon l'état d'exposition, sans passer par une ouverture de fissure critique. Dans ce code, la contrainte admissible pour une fissuration préjudiciable est égale à 268 MPa. Ces comparaisons montrent que la méthodologie adoptée ci-dessus pour la détermination des contraintes admissibles en service pour le BO donne des résultats en accord avec les différents codes de construction.

Pour un même niveau d'exposition, les contraintes admissibles sont plus élevées pour les bétons fibrés. Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable, correspondant à 0.2 mm dans la démarche adoptée ci-dessus pour proposer des critères de dimensionnement en service, la contrainte admissible est de 130 MPa pour le BO. Cette contrainte devient égale à 160 MPa pour le BRF, soit un gain de 30 MPa. Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, correspondant à une ouverture de fissure de 0.3 mm, alors que la contrainte admissible est de 275 MPa pour le BO, elle devient égale

à 420 MPa pour le BRF, soit un gain notable de 145 MPa. Aucun niveau critique de perméabilité pour le BFUP ni le niveau de perméabilité élevé pour le BRF ne sont atteints avant la plastification de la barre d'armature. La contrainte admissible est alors la limite élastique de la barre ( $F_y$ ). Concrètement, ceci signifie que ces critères de dimensionnement en service, reliés à la perméabilité selon ces niveaux d'exposition, ne contrôleront pas le dimensionnement de la structure. Les limites de chargement reliées au comportement viscoélastique du béton pourraient donc devenir plus limitatives. Dans le cas du BFUP, ces résultats s'expliquent par le fait qu'aucune fissure localisée ne se forme avant qu'il n'y ait plastification de la barre d'armature pour le tirant contenant une barre M10. Or, sans localisation de fissures, la perméabilité augmente peu tel que démontré dans la littérature (Chapitre 3 de cette thèse) et démontré par les essais réalisés dans le cadre de ce projet de recherche (Chapitres 6 et 7).

Il faut souligner que les limites de contraintes présentées au **Tableau 9.5** seront différentes pour des diamètres de barres plus grands dû à une plus grande sollicitation du béton, tel que retrouvé dans les tables de contraintes admissibles en service proposées dans l'Eurocode (Eurocode2, 2005), dans lesquelles les contraintes admissibles sont de plus en plus sévères (plus faibles) à mesure que le diamètre de barre augmente. Il faudrait donc réaliser des essais supplémentaires avec différentes configurations géométriques du tirant et avec un grand nombre d'essais afin de connaître la variabilité des résultats et pouvoir ainsi proposer des critères de dimensionnement fiables.

Finalement, il faut noter que l'ensemble de cette démarche permet de déterminer des critères de dimensionnement comportant une certaine marge de sécurité. Celle-ci pourrait être optimisée par une étude plus approfondie.

## CHAPITRE 10 DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre a pour objectif de discuter de l'ensemble de la thèse en reliant les résultats obtenus lors des travaux de recherche avec les informations contenues dans la revue de la documentation scientifique. Une première partie de cette discussion portera sur l'impact de différents types de chargement sur la perméabilité d'un tirant. Tandis qu'une seconde partie sera consacrée à une analyse du gain de durabilité apporté par l'inclusion de fibres dans le béton.

### 10.1 Impact d'un chargement statique, constant ou cyclique sur la perméabilité

La perméabilité du béton a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Ayant tout d'abord commencé par étudier la perméabilité du béton à l'état intact, les recherches se sont peu à peu orientées vers l'étude de la perméabilité du béton fissuré, de manière à rendre compte de l'impact de la fissuration sur la durabilité d'une structure en béton armé en service. Les fissures forment en effet des chemins privilégiés pour la pénétration d'agents agressifs véhiculés par l'eau ou l'air au sein de la structure et elles accélèrent la détérioration de celle-ci. Étant donné la difficulté expérimentale d'effectuer des mesures de perméabilité sous des conditions de chargements réalistes, et la complexité du scellement d'une cellule de perméabilité sur un spécimen sous chargement, peu d'études se sont intéressées à la perméabilité d'un élément de béton armé multifissuré, représentatif d'un élément de structure. Ce type d'étude a été rendu possible grâce au dispositif de perméabilité conçu dans le cadre de ces travaux de recherche.

Le tirant étudié dans cette thèse a présenté un comportement mécanique en traction uniaxial typique d'un élément de béton armé. Lors du chargement, une phase élastique est observée, suivie d'une phase non linéaire associée à la formation de microfissures. Ces microfissures se propagent et forment une macrofissure. Par la suite, plusieurs autres macrofissures se forment. L'ouverture de ces macrofissures augmente avec l'augmentation du niveau de chargement jusqu'à atteindre la plastification de la barre d'armature. L'évolution de ces ouvertures de fissure a été mesurée sur de nombreux tirants testés parallèlement aux essais de perméabilité. Grâce à l'analyse statistique de l'état de fissuration à un niveau de chargement fixé, les ouvertures de fissures ont pu être reliées aux résultats de perméabilité obtenus sous le même type de chargement. Il faut néanmoins rester conscient des difficultés et des limites des corrélations entre

l'état de fissuration et la perméabilité. Cette difficulté est due aux différences d'ouvertures de fissures retrouvées pour une même fissure, sur une même face ou encore sur les différentes faces du tirant. Cette différence d'ouverture de fissure a pu être mesurée par la technique de corrélation d'image sur quelques tirants, tel que montré dans le chapitre 9. Il faut également noter que les ouvertures de fissures sont mesurées en surface et peuvent différer des ouvertures de fissures à l'intérieur du spécimen. Au vu de ces considérations, le lecteur comprendra qu'associer une valeur de perméabilité à une valeur donnée d'ouverture de fissure ne peut constituer une corrélation parfaite. Cependant il est quand même possible d'avoir une idée représentative de l'ouverture maximum associée à un certain niveau de perméabilité.

Les résultats expérimentaux ont confirmé l'impact majeur et dominant des ouvertures de fissures sur la perméabilité. Tant qu'aucune macrofissure ne s'est formée dans le tirant, l'impact d'un chargement statique en traction sur la perméabilité est faible. Cette observation est en accord avec les travaux de nombreux chercheurs. En effet, tel que mentionné dans le chapitre 3 de cette thèse, Gérard (1996) a montré que, tant que le béton non renforcé reste dans la phase élastique du chargement et même lorsque des microfissures se forment, l'impact du chargement en traction a une influence négligeable sur la perméabilité. Par contre, il note une augmentation significative de perméabilité en présence d'une macrofissure. D'autres auteurs ont identifié ce paramètre comme étant prédominant à travers l'étude de la pénétration d'eau à travers une seule fissure (Aldea et al., 2000; Rapoport et al., 2002; Wang et al., 1997). L'ouverture de fissure semble toujours être le paramètre dominant pour la perméabilité sous chargement constant ou encore cyclique.

Dans le cas d'un chargement constant contrôlé en déplacement, les essais de caractérisation ont montré que les ouvertures de fissures restent stables et les essais de perméabilité ont permis d'enregistrer une diminution de la perméabilité dans le temps. Cette diminution de perméabilité était attendue, le phénomène de cicatrisation des fissures en présence d'eau étant connu. La cicatrisation a été observée sur de nombreuses structures et son existence pour des fissures dormantes (non actives) est reconnue. Ainsi, sous chargement constant, les fissures cicatrisent. Les essais menés dans le cadre de ce projet ont montré que la cinétique de cicatrisation était fortement liée à la valeur initiale de la perméabilité. Plus celle-ci est faible, plus la cicatrisation est rapide (en termes de diminution de perméabilité relative). Il a également été montré que la valeur de perméabilité est étroitement liée à l'état de fissuration. Les résultats de perméabilité sous chargement constant effectués dans ce projet montrent donc que le potentiel de cicatrisation

est étroitement lié aux ouvertures de fissures tel qu'observé dans la littérature (Argouges & Gagné, 2009; Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Hosoda et al., 2009; Ismail 2006; Ramm & Biscopig, 1995; Reinhardt & Jooss, 2003; Yang et al., 2009). Plus la fissuration est fine, plus la perméabilité est faible. Il en résulte que la cicatrisation est plus rapide pour des ouvertures de fissures plus fines. Cette même conclusion a été formulée dans la littérature (Argouges & Gagné, 2009; Clear, 1985; Reinhardt & Jooss, 2003). Les résultats de cette thèse confirment également que, bien que la cicatrisation (exprimée en % de perméabilité initiale) est plus rapide pour une perméabilité initiale plus faible et donc un patron de fissuration plus fin, la diminution absolue de perméabilité sous chargement constant est d'autant plus importante que la perméabilité initiale est élevée (Argouges & Gagné, 2009; Reinhardt & Jooss, 2003).

L'observation des fissures cicatrisées à l'aide d'un microscope électronique à balayage (MEB) ainsi que la présence de traces blanches visibles en surface du tirant à la suite de l'essai de perméabilité sous chargement constant ont permis d'identifier le principal produit de cicatrisation des tirants en BO et en BRF. Il s'agit de la formation de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ). Tel que mentionné au chapitre 4, la littérature n'a pas toujours été unanime sur les causes à l'origine de la cicatrisation. Néanmoins, la formation de  $\text{CaCO}_3$  a été observée dans de nombreuses études (Edvardsen, 1999; Homma et al., 2009; Hosoda et al., 2009; Lauer & Slate, 1956; Loving, 1936) et semble être le principal produit de cicatrisation pour les bétons mûrs, âgés de plus de 28 jours. Les observations de ce projet sont donc cohérentes avec la documentation. La cinétique de cicatrisation est alors associée aux phases de croissance des cristaux de  $\text{CaCO}_3$ , plus rapide au début et ralentissant par la suite. Dans ces travaux, il a été remarqué que le coefficient de perméabilité ( $K$ ) diminue en fonction du temps ( $t$ ) en suivant une évolution logarithmique de la forme  $K = a - b \cdot \log(t)$ , lorsque  $t$  est supérieur à 3 h. La cinétique de cicatrisation est conforme à celle décrite dans la littérature et mentionnée au chapitre 4. En effet, lorsque la cicatrisation est évaluée à l'aide d'un écoulement continu d'eau au travers des spécimens (résultant de l'application d'un gradient de pression), une cinétique similaire à celle observée dans nos essais a lieu sur quelques dizaines à centaines d'heures (Clear, 1985; Edvardsen, 1999; Reinhardt & Jooss, 2003). Le fait d'appliquer en continu un gradient de pression sur les spécimens peut résulter en des mécanismes et des cinétiques de cicatrisation différents de ceux retrouvés dans les structures réelles qui ne sont pas, pour la plupart, soumises à de forts gradients de pressions. Il est effectivement intéressant de remarquer que, lorsque la cicatrisation a lieu dans un environnement

à une humidité de 100 % (sans écoulement d'eau à travers le spécimen), une cinétique similaire à celle observée dans ce projet est retrouvée mais sur une durée plus longue, généralement quelques mois plutôt que quelques dizaines ou centaines d'heures (Argouges & Gagné, 2009; Ismail 2006). Bien que les essais de perméabilité sous sollicitation constante effectués dans ce projet démontrent que les fissures dormantes ont la capacité de cicatriser en présence d'eau et qu'ils permettent de comparer le potentiel de cicatrisation de différents bétons soumis aux mêmes conditions d'essais, il faut rester conscient que la cinétique de cicatrisation obtenue est fonction des conditions d'essais. Les résultats quantitatifs de cicatrisation obtenus dans cette thèse, ainsi que ceux présentés dans l'ensemble des travaux de recherche disponibles à ce jour sur la cicatrisation des fissures, ne sont donc pas directement applicables à une structure réelle qui présente des conditions d'exposition spécifiques et souvent variables dans le temps (humidité relative, température et pH de l'eau, présence ou non d'un gradient de pression etc.).

Dans le cas des chargements cycliques effectués dans ces travaux, les cycles contrôlés en force ont apporté une modification dans l'état de fissuration au sein des tirants, surtout pour ceux en BO. Au cours des cycles, les ouvertures de fissures ont en effet augmenté. Des études sur le comportement en fatigue des bétons ont montré qu'une détérioration progressive a effectivement lieu pendant un tel chargement et que cette détérioration est associée à une augmentation des défauts et des ouvertures de fissures (Lee & Barr, 2004). Étant donné l'impact des ouvertures de fissures sur la perméabilité, la hausse de perméabilité observée au cours des cycles pour les spécimens de BO s'explique assez bien par cette augmentation de l'endommagement au sein du tirant. L'augmentation de perméabilité associée à l'endommagement a toutefois été contrebalancée par la cicatrisation des fissures, cette fois actives sous l'action des cycles. La possibilité de cicatrisation sous ce type de chargement, considérant les fréquences des cycles étudiés, a été démontrée pour les tirants en BO et en BRF et constitue une première. Cette observation représente une information essentielle quant à la pertinence de considérer ou non la cicatrisation dans l'estimation de la durée de vie de structures soumises à de tels chargements. La possibilité de cicatrisation sous sollicitation cyclique ouvre donc de nouvelles perspectives de recherche afin de connaître l'influence des propriétés du chargement (amplitude, fréquence) ainsi que de l'exposition des structures sur ce phénomène.

## 10.2 Gain de durabilité apporté par l'inclusion de fibres dans le béton

Les essais de caractérisation de la fissuration menés sur les bétons fibrés de ce projet ont démontré le comportement mécanique amélioré que procure l'inclusion de fibres dans le béton (plus grande rigidité à l'état fissuré et plus grande capacité portante). Les fibres cousent les fissures et retardent ainsi l'initiation et la propagation des macrofissures, résultant ainsi en un patron de fissuration composé de fissures plus nombreuses, plus fines et parfois divisées en plusieurs branches. Étant donné l'influence considérable de l'ouverture de fissure sur la perméabilité, la présence de fissures plus fines est un paramètre essentiel jouant en faveur d'une durabilité améliorée par l'ajout de fibres dans le béton.

Ce gain de durabilité des bétons fibrés (BRF et BFUP) a effectivement été observé dans l'ensemble des essais de perméabilité effectués sous chargement statique. Pour un même niveau de contrainte dans l'armature, le BRF est moins perméable que le BO, et le BFUP l'est encore beaucoup moins. Le gain de durabilité que peuvent apporter les bétons fibrés a également été souligné dans la littérature, à travers des essais de perméabilité (Lawler et al., 2002; Rapoport et al., 2002; Tsukamoto & Wörner, 1991). Le potentiel de durabilité des BRF est supérieur au potentiel illustré par ces seuls essais de perméabilité sous sollicitation statique. Effectivement, en plus d'être plus durables que le BO à un même niveau de contrainte dans l'armature, les essais de perméabilité sous chargement constant ont montré que les BRF cicatrisent plus vite. Pour finir, les essais de perméabilité effectués sous sollicitation cyclique ont mis en évidence un autre point positif du BRF : une sollicitation cyclique n'implique pas nécessairement d'augmentation de la perméabilité due à l'endommagement, contrairement au BO pour lequel une telle augmentation a été observée. Dans les conditions étudiées, la cicatrisation a eu plus d'effet que la croissance des fissures et a ainsi permis une réduction continue de la perméabilité sous cycles de chargement.

Les bétons renforcés de fibres sont donc de très bons candidats pour concevoir des structures durables. Leur durabilité accrue est associée à leur plus grande résistance à l'ouverture des fissures, que ce soit sous chargement statique ou encore sous chargement cyclique. Cet effet positif des fibres sur l'accroissement de l'endommagement en fatigue a été mentionné dans la littérature, et résulte en un prolongement de la durée de vie en fatigue sous chargement de flexion et de traction (Banthia et al., 2003; Lee & Barr, 2004; Naaman & Hammoud, 1998; Wei et al., 1996).

En supposant une structure de béton armé de conception identique, l'une utilisant du BO et l'autre utilisant du BRF, les résultats présentés dans cette thèse indiquent que la structure en BRF présenterait une durabilité prolongée pour un même niveau de chargement des barres d'armatures. Dû à la contribution des fibres dans la reprise de charge, un chargement plus important de la structure (en termes d'effort) pourrait être appliqué pour atteindre un niveau de contrainte moyenne dans les armatures identiques dans les deux structures. Ceci signifie que la différence de durabilité mis en relief entre le BO et le BRF dans le cadre de cette thèse serait encore plus importante si la comparaison avait été faite à niveau d'effort équivalent. Un raisonnement identique est également valable pour le BFUP.

Afin d'obtenir une durabilité équivalente des structures, la contrainte admissible à ne pas dépasser dans les armatures est bien supérieure pour les bétons fibrés. Ainsi la quantité d'armature pourrait être réduite significativement et le design de la structure optimisé.



## **CHAPITRE 11 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS**

### **11.1 Conclusions**

#### **11.1.1 Conception et validation du dispositif de perméabilité à l'eau**

L'objectif de la conception du dispositif de perméabilité était de mesurer la perméabilité à l'eau d'éléments en béton armé sous des conditions de chargement réalistes. Bien que seul le dispositif final soit présenté dans cette thèse, les différentes étapes de conception ont nécessité beaucoup de travail et de réflexion (18 mois). Les phases de développement les plus importantes ont été :

- La détermination de la géométrie du spécimen et la technique d'ancrage dans la presse ;
- Le développement de la technique de scellement du spécimen ;
- Le choix de la méthode de fixation de la cellule de perméabilité sur le tirant positionné dans la presse ;
- Le choix des équipements de mesure des débits, de l'état intact à l'état microfissuré du tirant ;
- La conception d'un circuit hydraulique capable de fournir une quantité d'eau suffisante tout au long des différents essais de perméabilité.

Tous ces choix ont été faits de manière à pouvoir tester plusieurs gammes de bétons avec le même dispositif de perméabilité. Des solutions pour chacun des points évoqués précédemment ont permis de répondre aux exigences attendues. Le dispositif a prouvé son efficacité, que ce soit pour des essais sur des tirants soumis à des chargements en traction statique, constant ou cyclique. Le dispositif permet donc de mesurer la perméabilité à l'eau des spécimens en béton armé simultanément à leur sollicitation en traction, jusqu'à la plastification de l'armature.

Un premier programme expérimental a été dédié à la validation de ce dispositif. Il a permis de montrer que la reproductibilité des essais est très bonne considérant la variabilité inhérente des propriétés du béton et de son comportement en traction. Ce programme avait également pour but d'évaluer l'impact de différents paramètres d'essais sur les résultats de perméabilité, afin de les fixer. Les résultats de ce programme expérimental ont apporté les conclusions suivantes.

1. Le niveau de gradient de pression initial (dans une gamme de 25 à 100 kPa) ainsi que la régulation de pression ont une influence négligeable sur les résultats de perméabilité.
2. Le taux de chargement (entre 0.05 mm/min et 0.01 mm/min), ainsi que le mode de contrôle de chargement, pour une sollicitation en traction statique, n'influencent pas de manière significative les résultats de perméabilité.

Ce premier programme expérimental a fait l'objet d'un article publié dans la revue *Materials and Structures* et qui est présenté au chapitre 6 de cette thèse.

### **11.1.2 Étude de la perméabilité sous chargement statique**

L'objectif de cette étude était de mesurer l'évolution de la perméabilité à l'eau sous chargement statique en traction pour des tirants de 3 gammes de performance de béton (BO, BRF et BFUP) afin d'évaluer et de comparer leurs durabilités respectives. Les résultats de ces essais ont été reliés aux patrons de fissuration mesurés sur les différents bétons. Les résultats de ce programme expérimental ont amené les conclusions suivantes.

1. La présence de fibres dans le béton retarde l'initiation et la propagation des fissures. Les bétons fibrés présentent un patron de fissuration comprenant de plus nombreuses et plus fines fissures que le BO. Les fibres procurent également au béton une plus grande rigidité à l'état fissuré et une plus grande capacité portante.
2. Dû à ce patron de fissuration plus fin, les bétons fibrés présentent une perméabilité plus faible et donc une durabilité prolongée, pour un même niveau de contrainte dans l'armature. Ainsi, à l'état fissuré, le BRF présente, en moyenne, un coefficient de perméabilité 60 % à 70 % plus faible que le BO. Le BFUP, quant à lui, est extrêmement durable avec une perméabilité jusqu'à la plastification de la barre d'armature qui n'excède jamais 1 % de celle du BO. Ces observations ont été faites avec une armature N°10.

Les résultats obtenus pour le BO et le BRF lors de ce deuxième programme expérimental ont été présentés dans un article soumis dans la revue *Cement and Concrete Research* et qui est présenté au chapitre 7 de cette thèse.

### 11.1.3 Étude de la capacité de cicatrisation sous chargement constant

L'objectif de cette étude, menée seulement sur des tirants en BO et en BRF, était d'évaluer la capacité de cicatrisation de ces bétons, sous un chargement constant. Cette capacité de cicatrisation a été évaluée grâce à la diminution de la perméabilité au cours du temps. Les conclusions de cette étude sont les suivantes.

1. La perméabilité diminue dans le temps pour les deux bétons à l'étude, indiquant la présence du phénomène de cicatrisation. Après 6 jours de maintien de la contrainte dans l'armature à 250 MPa, le coefficient de perméabilité a été réduit de 50 et 70 % respectivement pour le BO et le BRF. La cicatrisation plus rapide des tirants en BRF est associée à leur patron de fissuration plus fin et éventuellement à leur plus grande rugosité de surface.
2. L'observation au microscope électronique à balayage (MEB) de surfaces de fissures cicatrisées a permis d'identifier le principal phénomène à l'origine de la cicatrisation dans les bétons matures. Il s'agit de la formation de cristaux de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) aussi appelé calcite.
3. La cinétique de cicatrisation est fortement liée aux processus de croissance de la calcite. La première phase de croissance a lieu tant qu'il y a une quantité suffisante d'ions  $\text{Ca}^{2+}$  en surface des fissures. Quand ces ions viennent à manquer, ils diffusent à travers le béton et la couche de calcite déjà formée. Ainsi, la cinétique de cicatrisation est plus rapide au début (dans les premières 24 heures, avec les conditions d'essais de cette étude) puis ralentit progressivement.
4. La réduction de la perméabilité apportée par les produits de cicatrisation, en termes de durabilité, est encore marquée au début du rechargement des tirants.

Les résultats obtenus lors de ce troisième programme expérimental ont été présentés avec les résultats du deuxième programme expérimental dans l'article soumis dans la revue *Cement and Concrete Research* (chapitre 7 de cette thèse).

### 11.1.4 Étude de la capacité de cicatrisation sous chargement cyclique

L'étude précédente a montré que la cicatrisation des tirants est possible sous chargement constant, lorsque les fissures sont dormantes, donc non actives. L'objectif de cette dernière étude

était alors d'étudier la possibilité de cicatrisation des tirants en BO et en BRF sous chargement cyclique, lorsque les fissures sont actives. Tout comme lors des phases d'essais précédentes, des essais de caractérisation de la fissuration ont été réalisés sous ce type de chargement. Les conclusions de cette étude sont les suivantes.

1. La présence de fibres dans le béton limite la croissance des fissures sous chargement cyclique.
2. Deux phénomènes influencent de manière contraire l'évolution de la perméabilité sous chargement cyclique : la cicatrisation, qui résulte en une diminution de la perméabilité dans le temps, et la propagation des fissures, qui engendre une augmentation de la perméabilité.
3. Pour les conditions expérimentales de ce projet, bien que la cicatrisation ait lieu pour le BO, son effet sur la perméabilité est compensé par la progression du patron de fissuration, résultant en une évolution relativement constante du coefficient de perméabilité entre le début et la fin des phases cycliques.
4. Pour le BRF, avec les mêmes conditions expérimentales, le chargement cyclique n'a pas ralenti la cicatrisation malgré la très faible croissance des fissures, résultant en un coefficient de perméabilité à la fin du chargement cyclique égal, voire même inférieur, à celui obtenu après une même période de chargement constant. Ce résultat est un avantage supplémentaire du BRF par rapport au BO, sur le plan de la durabilité.

Les résultats obtenus lors de ce quatrième programme expérimental ont fait l'objet d'un article soumis dans la revue *ACI Materials Journal* et qui est présenté au chapitre 8 de cette thèse.

## **11.2 Recommandations**

À la lumière des observations réalisées et des résultats et conclusions obtenus dans le cadre de ces travaux de recherche, les recommandations techniques et scientifiques suivantes peuvent être formulées.

### **11.2.1 Recommandations techniques**

#### **11.2.1.1 Étude sur les bétons fibrés à ultra-haute performance (BFUP)**

Lors de certains essais de traction uniaxiale sous sollicitation statique effectués sur des tirants en BFUP, des fissures de fendage sont apparues aux extrémités du tirant, là où se situent les manchons et que l'épaisseur d'enrobage est réduite. Ces fissures sont parallèles à la direction de la sollicitation. Le fait que ce problème ait touché plus particulièrement les tirants en BFUP peut probablement s'expliquer par le fait que ce matériau a une résistance en traction plus élevée que les autres bétons à l'étude (BO et BRF) et nécessite alors un plus grand effort de traction pour former une macrofissure traversante (environ 2.6 fois supérieur que pour le BO et 2.3 fois que pour le BRF). De plus, les fibres étant orientées de manière préférentielle parallèlement à la direction de la sollicitation, celles-ci ne sont pas orientées de manière à empêcher les fissures de fendage. La fissure de fendage peut alors apparaître avant qu'une macrofissure traversante se forme. Bien que ces fissures de fendage soient rarement traversantes, elles peuvent parfois modifier très légèrement les mesures de perméabilité. Des essais de perméabilité ont alors été effectués en recouvrant d'un scellement les parties où les fissures de fendage étaient susceptibles de se former. Afin d'éviter les fissures de fendage, il est recommandé de retravailler la géométrie des tirants en réfléchissant de manière plus approfondie sur le mécanisme de fissuration par fendage et le comportement de ce type de béton selon l'orientation des fibres. Il serait souhaitable d'augmenter l'épaisseur d'enrobage autour du coupleur, soit en augmentant la section du tirant, soit en diminuant le diamètre des coupleurs, tout en s'assurant qu'aucune pièce de plastifie avant la barre d'armature.

#### **11.2.1.2 Combinaison des essais de caractérisation de la fissuration et de perméabilité**

Actuellement, les essais mécaniques permettant de caractériser la fissuration des tirants et les essais de perméabilité sont réalisés sur des spécimens différents. Ainsi, les corrélations entre l'état de fissuration et la perméabilité ont pu être établies pour différents niveaux de contrainte dans l'armature. En raison de la variabilité des résultats rencontrée dans les deux types d'essais, associée à la variabilité inhérente aux matériaux étudiés, ces corrélations comportent certaines limites. Le fait de tester un nombre conséquent de spécimens permet d'obtenir des corrélations statistiquement satisfaisantes. Néanmoins, de telles corrélations ne permettent pas d'établir un lien rigoureux entre un niveau de perméabilité et l'état de fissuration qui y est réellement associé.

De telles informations présenteraient un grand intérêt afin d'établir une relation entre la perméabilité à l'échelle d'une fissure et à l'échelle d'un élément de structure multi fissuré; relation qui pourraient par la suite être intégrer dans des logiciels d'analyse de durabilité des infrastructures. C'est pourquoi il serait extrêmement intéressant de combiner les deux types d'essais (mécanique et perméabilité) afin de connaître l'état de fissuration des tirants tout au long de l'essai de perméabilité. Il faut également souligner que la combinaison de ces essais permettrait un gain de temps en divisant au moins par deux le nombre d'essais.

Dans le cadre de ce projet, les deux types d'essais étaient menés en parallèle en raison des difficultés d'intégrer, sur la cellule de perméabilité, les capteurs mesurant les ouvertures de fissures, sans que ces derniers ne soient affectés par la présence d'eau (exposition à l'eau, effet de la pression de l'eau, etc.) ou n'affecte l'efficacité du scellement. Ces mêmes difficultés sont toujours présentes. Néanmoins, une prochaine amélioration de l'appareil permettra de réaliser les 2 types de mesures simultanément.

#### **11.2.1.3 Essai sur tirant avec instrumentation de la barre d'armature**

Les résultats de perméabilité et de caractérisation de la fissuration obtenus dans cette thèse ont été exprimés en fonction de la contrainte moyenne dans la barre d'armature. Cette contrainte a été calculée à partir du déplacement total du tirant et en supposant une adhérence parfaite entre la barre d'armature et le béton. Afin d'étudier la véracité de cette hypothèse, il serait intéressant de mesurer la contrainte dans la barre d'armature à l'aide d'une instrumentation interne de celle-ci et de comparer la valeur de contrainte moyenne obtenue avec celle déduite du déplacement total du spécimen.

Il serait également pertinent d'enregistrer les données fournies par les jauges internes avant même de charger le tirant, afin d'évaluer le potentiel de cette technique pour estimer l'effet du retrait du béton sur la barre. Ces données pourraient alors être utilisées pour évaluer le retrait du béton dans les tirants.

### **11.2.2 Recommandations scientifiques**

#### **11.2.2.1 Réalisation systématique d'essais de caractérisation**

En plus des essais de caractérisation mécanique (résistance à la compression et à la traction, module d'Young, coefficient de Poisson) à effectuer systématiquement pour chaque gâchée de

béton, il est également recommandé d'effectuer des essais de retrait endogène sur un cylindre scellé ainsi que directement sur un tirant pour chacune des gâchées.

Effectivement, une fois démoulé, le tirant est immergé dans un bain d'eau saturée en chaux jusqu'à la réalisation des essais. Cette procédure empêche le retrait de séchage du béton. Seul le retrait endogène a lieu. Ce retrait, restreint par la présence de la barre d'armature dans le tirant, induit une contrainte initiale dans la barre d'armature. Dans ce projet, des essais de retrait endogène ont été réalisés sur des cylindres non armés et scellés afin d'estimer la valeur de cette contrainte pour les différents bétons testés (BO, BRF et BFUP). Par la suite l'effet de la restriction de ce retrait par la barre d'armature a été estimé par une équation fournie par l'ACI. La réalisation des essais de retrait directement sur les tirants permettra une estimation plus précise de ce retrait et, par la même occasion, de valider les données de retrait précédemment utilisées.

#### **11.2.2.2 Élaboration de critères de dimensionnement**

Les essais réalisés lors de ce projet de recherche ont caractérisé 3 mélanges de béton appartenant à 3 gammes de performance distinctes: un béton ordinaire (BO), un béton renforcé de fibres (BRF) et un béton fibré ultra performant (BFUP). Le BRF contenait 1 % de macrofibres ( $L = 35$  mm et  $d = 0.65$  mm), et le BFUP 4 % de microfibres ( $L = 10$  mm et  $d = 0.2$  mm) en volume. Les résultats présentés dans cette thèse ont montré une réduction de la perméabilité dû à l'inclusion de fibres dans les bétons. Dans le chapitre 9 de cette thèse, une méthodologie est proposée pour établir, à partir des résultats de perméabilité et de caractérisation de la fissuration, des critères de dimensionnement pour les bétons. Néanmoins, afin de préciser les critères de dimensionnement adaptés aux différents bétons utilisés dans l'industrie, il est important d'élargir ces recherches à d'autres mélanges de bétons. Il est notamment recommandé d'étudier l'influence de la quantité de fibres métalliques (respectivement de macro et micro fibres dans le BRF et BFUP) sur la perméabilité et, par conséquent, sur la durabilité. Afin de demeurer dans des quantités de fibres représentatives de mélanges de béton industriels, un programme expérimental comprenant l'étude de la perméabilité de différents BRF comprenant entre 0 % et 2 % de macro fibres ainsi que l'étude de différents BFUP comprenant entre 1 % et 4 % de microfibres pourrait être réalisé.

Il est également recommandé d'étudier l'influence du taux d'armature sur les résultats de perméabilité, en faisant varier le diamètre des barres d'armatures et l'épaisseur d'enrobage. Ces études supplémentaires permettraient d'élaborer des critères de dimensionnement en service qui

pourraient être représentés sous forme d'abaques en fonction du pourcentage de fibres et du taux de renforcement.

#### **11.2.2.3 Prédiction de la cicatrisation sous chargement constant, pour différentes conditions d'exposition**

Les essais constants réalisés dans le cadre de ces travaux de recherche ont confirmé la possibilité de cicatrisation des fissures dormantes et ont permis de comparer les capacités de cicatrisation d'un BO et d'un BRF. Dans le chapitre 9, une méthode d'estimation de la cinétique de cicatrisation des tirants à partir du coefficient de perméabilité initial (avant cicatrisation) a été présentée. Tel que mentionné à la **section 9.3**, cette estimation est valable pour les conditions d'essais particulières à cette étude. Il serait alors recommandé d'effectuer des essais complémentaires à différents niveaux de perméabilité initiale et en faisant varier tour à tour les différents paramètres d'essai (pression, température et pH de l'eau, géométrie du spécimen, etc.). Ceci permettrait d'évaluer l'influence de chaque paramètre sur la cinétique de cicatrisation et d'établir des équations d'estimation de la cicatrisation ainsi que des abaques les intégrant.

#### **11.2.2.4 Prédiction de la durabilité de différentes structures soumises à des chargements cycliques**

En plus des recommandations spécifiques mentionnées ci-dessus, il pourrait également être envisagé de varier les chargements cycliques (amplitude et fréquence des cycles, durée des cycles, niveau de chargement) afin d'avoir une connaissance globale de l'influence de ces paramètres sur la durabilité de différents bétons. Ceci permettrait de prédire adéquatement la durabilité d'une structure, quel que soit l'historique de chargement auquel elle est soumise.

#### **11.2.2.5 Modélisation de la durabilité des tirants**

Il serait très intéressant de modéliser le tirant étudié dans ce projet avec un logiciel d'analyse des propriétés de transport dans le béton, pour reproduire numériquement les essais de perméabilité sous chargement. Une fois le modèle validé par les résultats expérimentaux déjà disponibles, il serait alors possible d'effectuer une étude paramétrique numérique sur la géométrie du tirant et d'ainsi déterminer les configurations géométriques pour lesquelles les résultats obtenus dans le cadre de ces travaux de recherche restent valides. Cette procédure éviterait d'effectuer une étude paramétrique expérimentale, un investissement considérable (coût et temps).



#### **11.2.2.6 Autres perspectives d'utilisation du dispositif de perméabilité**

Le dispositif de perméabilité développé durant la thèse a été utilisé pour évaluer la perméabilité à l'eau de tirants, d'une certaine géométrie, sous sollicitations statique, constante et cyclique en traction uniaxiale. Cependant ce dispositif pourrait être utilisé à d'autres fins de recherche.

En modifiant seulement la cellule de perméabilité, il serait tout d'abord envisageable d'effectuer des essais sur des tirants de géométrie modifiée (longueur et section différentes). Avec quelques adaptations techniques, il serait éventuellement possible d'étudier la perméabilité d'un élément de structure plus important (représentant par exemple une portion plus importante de la zone tendue d'une poutre en flexion, avec la présence de plusieurs barres d'armatures).

De nombreuses autres applications peuvent être imaginées. Parmi celles-ci, il serait possible de tester l'efficacité de différents scellants sous chargement, d'étudier la perméabilité sous des sollicitations de différentes natures (autres chargements mécaniques, cycles de gel-dégel, variations de températures, etc.).

En terminant, il faut mentionner que ce dispositif de perméabilité est un nouvel outil pour quantifier la durabilité des bétons sous chargement et peut ainsi être utilisé à des fins de développement de bétons plus durables, notamment de bétons à capacité de cicatrisation accrue.

## LISTE DE RÉFÉRENCES

- A-NF. (2007). Annexe nationale française - NF EN 1992-1-1/NA (P 18-711-1/NA).
- Ahn, T. H., & Kishi, T. (2010). Crack self-healing behavior of cementitious composites incorporating various mineral admixtures. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 8(2), 171-186.
- Alalouf, S., Labelle, D., & Ménard, J. (1990). *Introduction à la statistique appliquée - Deuxième édition*: Éditions Addison-Wesley.
- Aldea, C. M., Ghandehari, M., Shah, S. P., & Karr, A. (2000). Estimation of water flow through cracked concrete under load. *ACI Material Journal*, 97, 567-575.
- Aldea, C. M., Shah, S. P., & Karr, A. (1998). *Water permeability of cracked high strength concrete - Technical report Number 77* (Technical report 77): National institute of Statistical Sciences, North Carolina, USA.
- Aldea, C. M., Shah, S. P., & Karr, A. (1999a). Effect of cracking on water and chloride permeability of concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 11(3), 181-187.
- Aldea, C. M., Shah, S. P., & Karr, A. (1999b). Permeability of cracked concrete. *Materials and Structures*, 32, 370-376.
- Argouges, M. (2010). *Étude des mécanismes et de la cinétique de l'autocicatrisation dans des mortiers cimentaires fissurés*, Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, CANADA.
- Argouges, M., & Gagné, R. (2009). *Étude des mécanismes et de la cinétique de l'autocicatrisation dans des mortiers cimentaires fissurés*. Paper presented at the Dixième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)<sup>2</sup>B, Cachan, France.
- Arnold, D. (2011). Self-healing concrete. *Ingenia*, 46, 39-43.
- BAEL. (1999). Règles BAE 91 modifiées 99 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (pp. 45-47): Eyrolles, édition 2000 - 333 pages.

- Banthia, N., & Bhargava, A. (2007). Permeability of stressed concrete and role of fiber reinforcement. *ACI Material Journal*, 104, 70-76.
- Banthia, N., Biparva, A., & Mindess, S. (2005). Permeability of concrete under stress. *Cement and Concrete Research*, 35(9), 1651-1655.
- Banthia, N., Cangiano, S., Cucitore, R., Plizzari, G. A., & Sorelli, L. (2003). *Hybrid fibre reinforced concrete under fatigue loading*. Paper presented at the International Conference on Fatigue Crack Paths (FCP2003), Parma, Italy.
- Bejan, A., Dincer, I., Lorente, S., Miguel, A. F., & Heitor Reis, A. H. (2004). *Porous and complex flow structures in modern technologies*: Edition Springer.
- Bhargava, A., & Banthia, N. (2008). Permeability of concrete with fiber reinforcement and service life predictions. *Materials and Structures*, 41, 363-372.
- Billard, Y. (2003). *Contribution à l'étude des transferts de fluides au sein d'une paroi en béton : application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve et accidentelle*, Thèse, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, FRANCE.
- Breugel, K. V., & Guang, Y. (2005). Multi-scale Modelling: The Vehicle for Progress in Fundamental and Practice-Oriented Research [Présentation Power Point - 2nd International Symposium Nanotechnology in Construction, Bilbao, Spain]. *Tiré de <http://www.mmsconferencing.com/nanoc/presentations.html>*.
- Breysse, D., & Gérard, B. (1997). Transport of fluids in cracked media. In H. W. Reinhardt, (éd.), *Rilem Report 16 - Penetration and permeability of concrete : Barriers to organic and contaminating liquids* (Vol. 16, pp. 123-154). Stuttgart, Germany: E & FN Spon.
- BS. (1997). Structural use of concrete - Part 2: Code of practice for special circumstances - BS 8110-2:1985: British Standards Institution.
- Charron, J. P. (2006). Chapitre 3 - Microstructure du béton et ajouts minéraux. In *Technologie du béton, notes du cours CIV-6505*. École Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.
- Charron, J. P., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2007). Permeability of ultra-high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses. *Materials and Structures*, 40(3), 269-277.

- Charron, J. P., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2008). Transport properties of water and glycol in an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and Concrete Research*, 38, 689-698.
- Choinska, M. (2006). Etude expérimentale de l'interaction endommagement-température-perméabilité du béton. *XXIVèmes Rencontres Universitaires de Génie civil 2006, 1 et 2 juin - Prix jeunes chercheurs, La Grande Motte (FRANCE)*.
- Choinska, M., Khelidj, A., Chatzigeorgiou, G., & Pijaudier-Cabot, G. (2007). Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete. *Cement and Concrete Research*, 37(1), 79-88.
- Clear, C. A. (1985). *The effects of autogenous healing upon the leakage of water through cracks in concrete - Technical report 559*. Wexham Springs: Cement and Concrete Association.
- CSA. (2004). Design of Concrete Structures Standard - CAN/CSA-A23.3-04. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- CSA. (2006). Canadian Highway bridge - Design Code - CAN/CSA-S6-06. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- Dhir, R. K., Hewlett, P. C., & Chan, Y. N. (1989). Near surface characteristics of concrete : intrinsic permeability. *Magazine of Concrete Research*, 41(147), 87-97.
- Douglas, N. I. M. A. (1997). *Modélisation du comportement mécanique des composites ciment-fibres en tenant compte de la microstructure*, Thèse, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, FRANCE.
- Dreux, G., & Festa, J. (1998). *Nouveau guide du béton et de ses constituants* (8th<sup>e</sup> éd.). Paris: Eyrolles.
- Edvardsen, C. (1999). Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete. *ACI Material Journal*, 96, 448-454.
- Eurocode2. (2005). Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments - NF.EN.1992-1-1. Brussels: European Committee for Standardisation.

- Gagné, R. (2011a). Chapitre 2.1 - La durabilité des bétons - la pâte de ciment hydraté. In *Durabilité et réparations du béton - notes du cours GCI - 714*. Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada.
- Gagné, R. (2011b). Chapitre 2.2 - La durabilité des bétons - les perméabilités. In *Durabilité et réparations du béton - notes du cours GCI - 714*. Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada.
- Geiker, M., Grube, H., Luping, T., Nilsson, L.-O., & Andrade, C. (1995). Laboratory test methods. In J. K. a. H. K. Hilsdorf, (éd.), *RILEM REPORT 12 : Performance criteria for concrete durability* (pp. 213-257).
- Gérard, B. (1996). *Contribution des couplages mécaniques-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs*, Thèse, Ecole normale supérieure de Cachan, Cachan, FRANCE.
- Gérard, B., Breyse, D., Ammouche, A., Houdusse, O., & Didry, O. (1996). Cracking and permeability of concrete under tension. *Materials and Structures*, 29(187), 141-151.
- Gérard, B., Jacobsen, S., & Marchand, J. (1998). Concrete cracks II: Observation and permeability-a review. In *Concrete under severe conditions 2, Environment and Loading* (Vol. 1, pp. 183-197).
- Gérard, B., Reinhardt, H. W., & Breyse, D. (1997). Measured transport in cracked concrete. In H. W. Reinhardt, (éd.), *RILEM Report 16 - Penetration and permeability of concrete : Barriers to organic and contaminating liquids* (Vol. 16, pp. 265-324). Stuttgart, Germany: E & FN Spon.
- Granger, S., Loukili, A., Pijaudier-Cabot, G., & Chanvillard, G. (2006). *Caractérisation expérimentale du phénomène d'autocicatrisation des fissures dans le bétons*. Paper presented at the XXIViemes Rencontres universitaires de génie civil 2006, La Grande-Motte, FRANCE.
- Granger, S., Loukili, A., Pijaudier-Cabot, G., & Chanvillard, G. (2007). Experimental characterization of the self-healing of cracks in an ultra high performance cementitious material: Mechanical tests and acoustic emission analysis. *Cement and Concrete Research*, 37(4), 519-527.

- Granger, S., Pijaudier-Cabot, G., Loukili, A., Marlot, D., & Lenain, J. C. (2008). *Apport des méthodes non destructives pour l'étude de l'auto-cicatrisation des fissures dans un béton à hautes performances : émission acoustique et miroirs à retournement temporel*. Paper presented at the Journées COFREND 2008, Toulouse, FRANCE.
- Greiner, U., & Ramm, W. (1995). Air leakage characteristics in cracked concrete. *Nuclear Engineering and Design*, 156(1), 167-172.
- Guyon, E., & Hulin-Jung, N. (2001). *Hydrodynamique Physique* (1st<sup>e</sup> éd.): Edition CNRS.
- Hearn, N. (1998). Self-healing, autogenous healing and continued hydration: What is the difference? *Materials and Structures*, 31, 563-567.
- Hearn, N. (1999). Effect of Shrinkage and Load-Induced Cracking on Water Permeability of Concrete. *ACI Material Journal*, 96(2), 234-241.
- Homma, D., Mihashi, H., & Nishiwaki, T. (2009). Self-healing capability of fibre reinforced cementitious composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 7(2), 217-228.
- Hooton, R. D. (1989). What is needed in a permeability test for evaluation of concrete quality, Proceedings. *Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials, Boston, MA, USA* (Vol. 137, pp. 141-150)Materials Research Society.
- Hoseini, M., Bindiganavile, V., & Banthia, N. (2009). The effect of mechanical stress on permeability of concrete: A review. *Cement and Concrete Composites*, 31, 213-220.
- Hosoda, A., Komatsu, S., Ahn, T., Kishi, T., Ikeno, S., & Kobayashi, K. (2009). Self healing properties with various crack widths under continuous water leakage. In A. e. al, (éd.), *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II* (pp. 221-227). London: Taylor & Francis Group.
- Igarashi, S.-I., Kunieda, M., & Nishiwaki, T. (2009). *Technical Committee on Autogenous Healing in Cementitious Materials - Committee Report JCI-TC075B*. Japan: Concrete Institute.
- Ismail, M. (2006). *Etude des transferts et de leurs interactions avec la cicatrisation dans les fissures pour prolonger la durée de service des infrastructures (ponts, centrales*

*nucléaires*), Thèse, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Toulouse, FRANCE.

- Jacobsen, S., Marchand, J., & Boisvert, L. (1996). Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete. *Cement and Concrete Research*, 26(6), 869-881.
- Jacobsen, S., Marchand, J., & Hornain, H. (1995). SEM Observations of the microstructure of frost deteriorated and self-healed concretes. *Cement and Concrete Research*, 25(8), 1781-1790.
- Jacobsen, S., & Sellevold, E. J. (1996). Self healing of high strength concrete after deterioration by freeze/thaw. *Cement and Concrete Research*, 26(1), 55-62.
- Jonkers, H. M. (2007). Self Healing Concrete : A Biological Approach. In S.van.der.Zwaag, (éd.), *Self Healing Materials : An Alternative Approach to 20 Centuries of Materials Science* (pp. 195-204): Springer.
- Jonkers, H. M., & Schlangen, E. (2008). Development of a bacteria-based self-healing concrete. In W. Stoelhorst, (éd.), *Tailor Made Concrete Structures* (pp. 425-430). London: Taylor & Francis Group.
- Jonkers, H. M., & Schlangen, E. (2009). A two component bacteria-based self-healing concrete. In A. e. al, (éd.), *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II* (pp. 215-220). London: Taylor & Francis Group.
- Kermani, A. (1991). Permeability of stressed concrete. *Building Research and Information*, 19(6), 360-366.
- Khan, M. I. (2003). Permeation of high performance concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(1), 84-92.
- Khan, M. I., & Lynsdale, C. J. (2001). Strength, permeability, and carbonation of high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*, 32(1), 123-131.
- Kishi, T., Ahn, T. H., Hosada, A., Suzuki, S., & Takaoka, H. (2007 18-20 April). Self-healing behaviour by cementitious recrystallization of cracked concrete incorporating expansive agent. *First International Conference on Self Healing Materials, Noordwijk aan Zee, The Netherlands*.

- Lau, B. L. (1982). *Study of Air Leakage Characteristics of reinforced concrete containment structures subjected to High Internal Pressure*, Thèse, University of Manitoba, Winnipeg, MB, CANADA.
- Lauer, K. R., & Slate, F. O. (1956). Autogenous Healing of Cement Paste. *Journal of the American Concrete institute*, 27(10), 1083-1097.
- Lawler, J. S., Zampini, D., & Shah, S. P. (2002). Permeability of Cracked Hybrid Fiber-Reinforced Mortar under Load. *ACI Material Journal*, 99, 379-385.
- Lee, M. K., & Barr, B. I. G. (2004). An overview of the fatigue behaviour of plain and fibre reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, 26(4), 299-305.
- Li, M., & Li, V. C. (2011). Cracking and Healing of Engineered Cementitious Composites under Chloride Environment. *ACI Materials Journal*, 108(3), 333-340.
- Li, V. C., & Yang, E.-H. (2007). Self Healing in Concrete Materials. In S.van.der.Zwaag, (éd.), *Self Healing Materials : An Alternative Approach to 20 Centuries of Materials Science* (pp. 161-193): Springer.
- Loving, M. W. (1936). Autogenous healing of concrete. *American Concrete Pipe Association, Bulletin No.13*.
- Meziani, H., & Skoczylas, F. (1999). An experimental study of the mechanical behaviour of a mortar and of its permeability under deviatoric loading. *Materials and Structures*, 32(6), 403-409.
- Mivelaz, P. (1996). *Etanchéité des structures en béton armé, fuites au travers d'un élément fissuré*, Thèse, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, SUISSE.
- Naaman, A. E., & Hammoud, H. (1998). Fatigue characteristics of high performance fiber-reinforced concrete. *Cement and concrete composites*, 20(5), 353-363.
- Nagataki, & Ujike. (1986). Air permeability of concrete mixed with fly ash and condensed silica fume. *ACI-International SP, 91*, 1049-1068.
- Nanayakkara, A. (2003). *Self-healing of cracks in concrete subjected to water pressure*. Paper presented at the The Second International Symposium New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia, Tokyo, Japan.



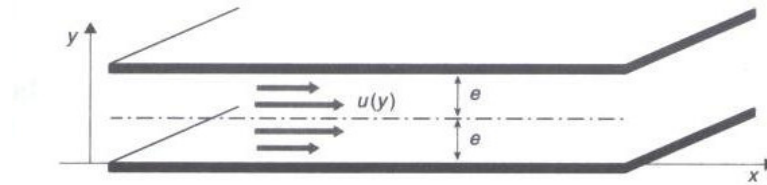
- Neville, A. (2002). Autogenous Healing - A Concrete Miracle ? *Concrete International*, 24(11), 76-82.
- Ollivier, J. P., Massat, M., & Parrott, L. (1995). Parameters influencing transport characteristics. In J. K. a. H. K. Hilsdorf, (éd.), *CHAP 4 Performance Criteria for Concrete Durability*.
- Perraton, D., & Aïtcin, P.-C. (2001). Perméabilité du béton de peau, Le choix du granulat peut-il s'avérer un élément plus déterminant que le rapport E/C ? *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 232, 59-72.
- Perraton, D., Aïtcin, P.-C., & Vézina, D. (1988). Durabilité et réparations du béton. In A. S. P. SP-108, (éd.), *Permeabilities of silica fume concrete*. Detroit, MI, USA.
- Picandet, V., Khelidj, A., & Bellegou, H. (2009). Crack effects on gas and water permeability of concretes. *Cement and Concrete Research*, 39, 537-547.
- Powers, T. C. (1958). Structures and Physical Properties of hardened portland cement pastes. *Journal of the American Ceramic society*, 41, 1-6.
- Powers, T. C., Copeland, L. E., & Mann, H. M. (1959). Capillary continuity or discontinuity in cement paste. *Journal of the PCA research and development laboratories, Bulletin 1*(2), 38-48.
- Ramm, W., & Biscopling, M. (1995). *Autogenous healing and reinforcement corrosion in water penetrated separation cracks*. Paper presented at the 13th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 13), Porto Alegre, Brazil.
- Rapoport, J., Aldea, C. M., Shah, S. P., Ankenman, B., & Karr, A. (2002). Permeability of cracked steel fiber-reinforced concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14, 355-358.
- Reinhardt, H. W., & Jooss, M. (2003). Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width. *Cement and Concrete Research*, 33(7), 981-985.
- Reinhardt, H. W., Sosoro, M., & Zhu, X. F. (1998). Cracked and repaired concrete subjected to fluid penetration. *Materials and Structures*, 31, 74-83.

- Riva, P., Brusa, L., Contri, P., & Imperato, L. (1999). Prediction of air and steam leak rate through cracked reinforced concrete panels. *Nuclear Engineering and Design*, 192(1), 13-30.
- Rizkalla, S. H., Lau, B. L., & Simmonds, S. H. (1984). Air Leakage Characteristics in Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 110(5), 1149-1162.
- Schlangen, E., & Joseph, C. (2009). Self-healing processes in Concrete. In S. K. Ghosh, (éd.), *Self-healing Materials : Fundamentals, Design Strategies, and Applications* (pp. 141-482). Weinheim: WILEY-VCH.
- Schlangen, E., Ter Heide, N. T., & Van Breugel, K. (2006). Crack healing of early age cracks in concrete. In M. S. Konsta-Gdoutos, (éd.), *Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties* (pp. 273-284).
- SIA. (2004). Norme 262-1 - Construction en béton - Spécifications complémentaires. Zurich: Société Suisse des Ingénieurs et Architectes.
- Sugiyama, T., Bremner, T.-W., & Holm, T.-A. (1996). Effect of stress on gas permeability in concrete. *ACI Materials Journal*, 93(5), 443-450.
- Sukhotskaya, S. S., Mazhorova, V. P., & Terekhin, Y. N. (1983). Effect of autogenous healing of concrete subjected to periodic freeze-thaw cycles. *Translated from Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, 6.
- Tsukamoto, M., & Wörner, J.-D. (1991). Permeability of cracked fibre-reinforced concrete. *Annual Journal on concrete and concrete structures*, 6, 123-135.
- Turner, L. (1937). *The autogenous healing of cement and concrete : its relation to vibrated concrete and cracked concrete*. Paper presented at the London Congress (19-24 April), London, UK.
- Ujike, I., Nagataki, S., Sato, R., & Ishikawa, K. (1990). Influence of internal cracking formed around deformed tension bar on air permeability of concrete. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 12, 207-214.
- Viollet, P. L., Chabard, J. P., Esposito, P., & Laurence, D. (2003). *Mécanique des fluides appliquée*: Presses de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées

- Wang, K., Jansen, D. C., Shah, S. P., & Karr, A. F. (1997). Permeability study of cracked concrete. *Cement and Concrete Research*, 27(3), 381-393.
- Wei, S., Jianming, G., & Yun, Y. (1996). Study of the fatigue performance and damage mechanism of steel fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 93(3), 206-212.
- Whiting. (1988). Permeability of selected concretes. *ACI-International SP, 108*, 195-222.
- Yang, Y., Lepech, M. D., Yang, E.-H., & Li, V. C. (2009). Autogenous healing of engineered cementitious composites under wet-dry cycles. *Cement and Concrete Research*, 39, 382-390.
- Yi, S.-T., Hyun, T.-Y., & Kim, J.-K. (2011). The effects of hydraulic pressure and crack width on water permeability of penetration crack-induced concrete. *Construction and building materials*, 25, 2576-2583.
- Ying-Zi, Y., Lepech, M. D., & Li, V. C. (2005 October). Self-healing of engineered cementitious composites under cyclic wetting and drying. *Durability of Reinforced Concrete under Combined Mechanical and Climatic Loads (CMCL)*, Qingdao (China).
- Zhong, W., & Yao, W. (2008). Influence of damage degree on self-healing of concrete. *Construction and building materials*, 22(6), 1137-1142.

# ANNEXES

## ANNEXE 1 – Démonstration de la loi d'écoulement de Poiseuille entre deux plans parallèles



$$\vec{v}(\text{vitesse}) = u(x, y, z, t)\vec{x} + v(x, y, z, t)\vec{y} + w(x, y, z, t)\vec{z}$$

L'écoulement est supposé permanent et uniforme. Ceci donne :  $\frac{\partial u}{\partial x} = 0$  et  $\frac{\partial u}{\partial t} = 0$

L'hypothèse de continuité implique que  $\frac{\partial v}{\partial y} = 0$

On peut également supposer que l'écoulement d'eau par le réseau poreux est négligeable par rapport à l'écoulement à travers la fissure. Il est donc possible de considérer que les parois (donc les lèvres de la fissure) sont étanches. Ceci permet de dire que  $v$  (la composante de la vitesse selon l'axe  $y$ ) est nulle :  $v = 0$ .

L'équation de Navier-Stokes s'écrit :

$$\frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \vec{V} \text{grad}(\vec{V}) = -\frac{1}{\rho} \text{grad}(p) + \vec{g} + \nu \Delta \vec{V}$$

avec  $\nu$ , la viscosité cinématique (en  $\text{m}^2/\text{s}$ )

$p$ , la pression

$\rho$ , la masse volumique

La projection de cette équation de Navier stockes selon l'axe  $x$  et  $y$  peut s'écrire :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \Delta u \quad (\text{projection selon } x) \quad (\text{A.1.1})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \Delta v \quad (\text{projection selon } y) \quad (\text{A.1.2})$$

Les **équations (A.1.1) et (A.1.2)** donnent respectivement les **équations (A.1.3) et (A.1.4)**, en utilisant les hypothèses énoncées précédemment :

$$0 = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad \text{donc} \quad \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (\text{A.1.3})$$

$$0 = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} \quad (\text{A.1.4})$$

En dérivant l'équation **(A.1.3)** par rapport à  $x$ , on obtient :

$$0 = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial p}{\partial y} \right)$$

L'équation **(A.1.3)** nous permet d'établir que :

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} y + \text{cte} = \nu \frac{\partial u}{\partial y} . \text{ Or un bilan des forces nous donne que } \tau_p = \rho \left( -\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} \right) e$$

avec  $\tau_p$ , la contrainte de frottement à la paroi.

La relation suivante est alors obtenue :

$$\nu \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} y + \frac{\tau_p}{e} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} (y - e)$$

$$\text{D'où } u(y) = -\frac{1}{\rho \nu} \frac{\partial p}{\partial x} \left( \frac{y^2}{2} - ey \right) + C \quad (\text{qui est nulle})$$

Le débit par unité de surface,  $U$  est égal à  $\frac{1}{e} \int_0^e u(y) dy = \frac{1}{e} \int_0^e \frac{1}{\rho \nu} \frac{\partial p}{\partial x} \left( \frac{y^2}{2} - ey \right) dy$

ce qui donne que  $U = \frac{1}{\rho} \left( \frac{dp}{dx} \right) \frac{1}{\nu} \frac{e^2}{3}$

Pour finir, si on considère une fissure d'une largeur  $b$  et de longueur  $d$  (par rapport à la direction de l'écoulement) et d'ouverture  $w = 2e$ , on a alors que le débit  $Q$  est égal à :

$$Q = 2eUb = wUb = \frac{1}{3} \frac{\Delta P}{d} \frac{1}{\rho \nu} \left( \frac{w}{2} \right)^3 b = \frac{1}{12} \frac{\Delta P}{d} \frac{1}{\eta} w^3 b \text{ puisque } \eta (\text{viscosité dynamique}) = \rho \nu$$

On retrouve alors bien l'expression voulue :

$$q_0 = \frac{\Delta p b w^3}{12 \eta d}$$

## ANNEXE 2 – Influence de la température sur la formation de calcite

### Démonstration de la loi de Van't Hoff :

On suppose un système à pression constante

L'enthalpie libre  $G = H - TS$

Ce qui donne que  $dG = dH - SdT - Ad\xi = VdP - SdT - Ad\xi$

On trouve alors que  $S = - \left( \frac{\partial G}{\partial T} \right)_{p,\xi}$  d'où  $G = H + T \left( \frac{\partial G}{\partial T} \right)_{p,\xi}$  et  $\frac{G}{T} = \frac{H}{T} + \left( \frac{\partial G}{\partial T} \right)_{p,\xi}$

On a alors  $\frac{G}{T^2} = \frac{H}{T^2} + \left( \frac{\partial(G/T)}{\partial T} \right)_{p,\xi}$

ce qui donne  $\left( \frac{\partial(G/T)}{\partial T} \right)_{p,\xi} = - \frac{H}{T^2}$  (relation de Gibbs Helmotz)

Le résultat précédent est également valable dans les conditions standards ce qui permet d'écrire que :

$$\frac{\partial \left( \frac{\Delta_r G^0(T)}{T} \right)}{\partial T} = - \frac{\Delta_r H^0(T)}{T^2} \text{ avec } \Delta_r G^0(T) = - RT \ln K_s^0(T) \text{ d'où :}$$

$$\boxed{\left( \frac{\partial \ln K_s^0(T)}{\partial T} \right)_{p^0} = \frac{\Delta_r H^0(T)}{RT^2}} \text{ (Relation de Van't Hoff)}$$

### Calcul du produit de solubilité dans les conditions standards à 25°C =298,15K et pour une pression constante $p^0=1\text{atm} \approx 1\text{bar}$

$K_s = (\text{Ca}^{2+})_{\text{eq}} (\text{CO}_3^{2-})_{\text{eq}}$  et représente la constante de l'équilibre de dissolution de la calcite.

Ici  $p = p^0$  donc  $\Delta_r G_{(T,p^0)} = \sum_i \nu_i (\mu_i^{\circ}(T) + RT \ln a_i)$  et  $\sum_i \nu_i \mu_i^{\circ}(T) = \Delta_r G^{\circ}(T)$

A l'équilibre  $\Delta_r G_{(T,p^0)} = 0$



D'où  $\Delta_r G^\circ(T) = -RT \ln \prod_i a_{i,eq.}^{\nu_i} = -RT \ln K_{s(T)}^\circ$  et donc  $K_{s(T)}^\circ = \exp\left(-\frac{\Delta_r G^\circ(T)}{RT}\right)$

$$\Delta_r G^\circ(298,15) = \Delta G^\circ_{f(Ca^{2+} \text{ aq.}; 298,15)} + \Delta G^\circ_{f(CO_3^{2-} \text{ aq.}; 298,15)} - \Delta G^\circ_{f(CaCO_3 \text{ s.}; 298,15)}$$

Ce qui donne, d'après le **Tableau 4.4** que :

$$\Delta_r G^\circ(298,15) = -552,8 - 528,0 - (-1129,4) = 48,6 \text{ kJ.mol}^{-1}$$

Par conséquent  $K_{s(298,15)}^\circ = \exp\left(-\frac{48,6 \cdot 10^3}{8,314 \times 298,15}\right)$  donc  $K_{s(298,15)}^\circ = 3,056 \cdot 10^{-9}$

**Calcul du produit de solubilité de la calcite à 0°C = 273,15K pour p<sup>0</sup> = 1 bar**

$$\Delta_r H^0(T) = \Delta_r H^0(298,15) + \int_{298,15}^T \Delta c_{p(T)} dT \text{ en utilisant le fait que } \Delta H = \Delta c_{p(T)} dT$$

Or, d'après les données du **Tableau 4.4**,

$$\begin{aligned} \Delta_r H^0(298,15) &= \Delta_r H_f^0(298,15) = \Delta_r CO_3^{2-} + \Delta_r Ca^{2+} - \Delta_r CaCO_3 \\ &= -543,1 - 675,0 + 1207,8 = -10,3 \text{ kJ.mol}^{-1} \end{aligned}$$

$$\Delta_r c_p = \sum_i \nu_i c_{p(i,298,15)} = c_p Ca^{2+} + c_p CO_3^{2-} - c_p CaCO_3$$

$$= -26 - 318 - 97,1 = -441,1 \text{ J.K}^{-1} \cdot \text{mol}^{-1} \text{ et est considéré indépendant de T}$$

Ainsi  $\Delta_r H^0(T) = -10300 - 441,1 (T - 298,15) = 121214 - 441,1T$

D'où  $\left(\frac{\partial \ln K_s^0(T)}{\partial T}\right)_{p^0} = \frac{\Delta_r H^0(T)}{RT^2} = \frac{14579,5}{T^2} - \frac{53,06}{T}$  avec  $R = 8,314$

Ceci nous permet, en intégrant par rapport à T, d'obtenir :

$$d \ln K_{s(T)}^\circ = \left(\frac{14579,5}{T^2} - \frac{53,06}{T}\right) dT \text{ à intégrer entre 298,15 et 273,15 K à } p^\circ$$

Ce qui donne  $[\ln K_{s(T)}^\circ]_{298,15}^{273,15} = 14579,5 \left[-\frac{1}{T}\right]_{298,15}^{273,15} - 53,06 [\ln T]_{298,15}^{273,15}$

$$\text{Ln}K_s^{\circ}_{(273,15)} = \text{Ln}K_s^{\circ}_{(298,15)} - 14579,5 \cdot \left( \frac{1}{273,15} - \frac{1}{298,15} \right) - 53,06 \cdot \text{Ln} \frac{273,15}{298,15}$$

$$\text{Ln}K_s^{\circ}_{(273,15)} = -19,606 - 4,476 + 4,647 = -19,435$$

Ceci nous donne que  $K_s^{\circ}_{(273,15)} = 3,626 \cdot 10^{-9}$

**Les calculs ci-dessus montrent que, pour un niveau de pression de 1 bar, le produit de solubilité  $K_s$  est plus important pour une température de 0°C ( $K_s^{\circ}_{(273,15K=0^{\circ}C)} = 3,626 \cdot 10^{-9}$ ) que pour une température de 25 °C ( $K_s^{\circ}_{(298,15K=25^{\circ}C)} = 3,056 \cdot 10^{-9}$ ), indiquant que plus la température diminue, plus la calcite est soluble. En d'autres termes, une augmentation de T favorise la formation de calcite et, par suite, la cicatrisation des fissures.**

## ANNEXE 3 – Influence de la pression sur la formation de calcite

$$\Delta_r G_{(T,p)} = \sum_i \nu_i (\mu^\circ_{i(T)} + \int_{p^\circ}^p \nu_i dp + RT \ln a_i) = \sum_i \nu_i \mu^\circ_{i(T)} + \sum_i \nu_i \int_{p^\circ}^p \nu_i dp + RT \ln \prod_i a_i^{\nu_i}$$

En considérant que  $\nu_i$  est indépendant de la pression, on obtient :

$$\Delta_r G_{(T,p)} = \Delta_r G^\circ_{(T)} + \Delta_r V \cdot (p - p^\circ) + RT \ln \prod_i a_i^{\nu_i}$$

Comme évoqué dans les détails de calcul sur l'influence de la température, à l'équilibre,

$$\Delta_r G_{(T,p)} = 0 \text{ et } \prod_i a_{i,eq.}^{\nu_i} = K_s(T, p) \text{ (notée aussi } \Pi_{eq.})$$

Ceci implique que  $-RT \ln K^\circ_{s(T)} + \Delta_r V \cdot (p - p^\circ) + RT \ln K_{s(T, p)} = 0$

En considérant une pression de 2 bars et une température de 298,15 K, on obtient que:

$$\ln K_{s(298,15 \text{ K}, 2 \text{ bars})} = \ln K^\circ_{s(298,15)} - \frac{\Delta_r V}{RT} \cdot (p - p^\circ)$$

$$\text{Avec } \Delta_r V = v^\circ_{(\text{Ca}^{2+} \text{ aq.}; 298,15)} + v^\circ_{(\text{CO}_3^{2-} \text{ aq.}; 298,15)} - v^\circ_{(\text{CaCO}_3 \text{ s.}; 298,15)}$$

On utilise les valeurs  $v^\circ$  à 298,15 K données dans le **Tableau 4.4**.

$$\text{soit : } \Delta_r V = -18,70 - 2,30 - 36,93 = -57,93 \text{ cm}^3 \cdot \text{mol}^{-1} = 57,93 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{mol}^{-1}$$

$$\text{d'où } \ln K_{s(298,15 \text{ K}, 2 \text{ bars})} = \ln(3,056 \cdot 10^{-9}) - \frac{-57,93 \cdot 10^{-6}}{8,314 \times 298,15} (2 - 1) \cdot 10^5 = -19,606 + 0,0023$$

$$\ln K_{s(298,15 \text{ K}, 2 \text{ bars})} = -19,604 \text{ soit } K_{s(298,15 \text{ K}, 2 \text{ bars})} = 3,064 \cdot 10^{-9}$$

Les calculs ci-dessus montrent que, à une température de 25°C, le produit de solubilité  $K_s$  est plus important pour une pression,  $p$ , de 2 bars ( $K^\circ_{s(p=2 \text{ bars})} = 3,064 \cdot 10^{-9}$ ) que pour une pression de 1 bar ( $K^\circ_{s(p=1 \text{ bar})} = 3,056 \cdot 10^{-9}$ ), indiquant que plus la pression augmente, plus la calcite est soluble. En d'autres termes, une diminution de  $p$  favorise la formation de calcite et, par suite, la cicatrisation des fissures.